

**ANÁLISE COMPARATIVA DE DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS
SOLICITANTES DE UM EDIFÍCIO ALTO ATRAVÉS DE
MODELOS ESTRUTURAIS DISTINTOS PELO MEF**

Daniel Gomes Cabral de Almeida

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"ANÁLISE COMPARATIVA DE DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS
SOLICITANTES DE UM EDIFÍCIO ALTO ATRAVÉS DE MODELOS
ESTRUTURAIS DISTINTOS PELO MEF"**

Daniel Gomes Cabral de Almeida

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall
DEES - UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. Alcebíades de Vasconcellos Filho
DEES - UFMG (Co-orientador)

Prof. Dr. Fernando Amorim de Paula
DEES - UFMG

Prof. Dr. Márcio Roberto Silva Corrêa
EESC-USP

Belo Horizonte, 30 de junho de 2009

*Aos meus pais Eurico e Léa,
às minhas irmãs Juliana e Natália.
Amores eternos da minha vida.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por me abençoar e iluminar a minha vida.

Aos meus pais Eurico e Léa e às minhas irmãs Jú e Nat, pelo amor, carinho e pelo constante apoio e incentivo.

Aos professores Armando Cesar Campos Lavall e Alcebíades de Vasconcellos Filho, pelos conhecimentos e experiências transmitidos, pela dedicação, atenção e pela paciência, sabendo entender as dificuldades presentes durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas, pelos ensinamentos.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas, pelo apoio necessário à realização deste trabalho.

Aos colegas da Engserj, pelo companheirismo e troca de experiências e em especial ao Antônio Sérgio, pelo apoio e paciência.

Aos familiares e amigos que conviveram comigo durante o desenvolvimento deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	v
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	vii
RESUMO.....	x
ABSTRACT.....	xi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações Gerais.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Organização do Texto.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
3 ESTRUTURA ANALISADA.....	10
4 CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM ESTRUTURAL.....	15
4.1 Considerações Gerais.....	15
4.1.1 – O Elemento FRAME.....	15
4.1.2 – O Elemento SHELL.....	19
4.1.3 – Conexões OFFSET.....	23
4.1.4 – Trecho Rígido.....	24
4.1.5 – Diafragma Rígido.....	27
4.2 Discretização da Estrutura.....	29
4.3 Carregamento Horizontal.....	33
4.4 Carregamento Vertical.....	37

5	MODELOS ESTRUTURAIS ANALISADOS.....	38
	5.1 Modelo 1.....	38
	5.2 Modelo 2.....	39
	5.3 Modelo 3.....	39
	5.4 Modelo 4.....	42
6	COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS SUJEITOS AO CARREGAMENTO HORIZONTAL.....	44
	6.1 Deslocamentos Laterais do Edifício ao Longo de Sua Altura.....	45
	6.2 Índice de Deslocabilidade Lateral.....	51
	6.3 Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação.....	52
	6.4 Esforços Solicitantes em Elementos de Viga ao Longo da Altura do Edifício.....	54
	6.4.1 – Momentos Fletores.....	54
	6.4.2 – Forças Axiais.....	60
	6.5 Tensões Solicitantes em Elementos de Casca ao Longo da Altura do Edifício.....	65
7	COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS SUJEITOS AO CARREGAMENTO VERTICAL.....	74
	7.1 Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação.....	75
	7.2 Esforços Solicitantes em Elementos de Viga ao Longo da Altura do Edifício.....	77
	7.2.1 – Momentos Fletores.....	77
	7.2.2 – Forças Axiais.....	84
	7.3 Tensões Solicitantes em Elementos de Casca ao Longo da Altura do Edifício.....	89
	7.4 Esforços Solicitantes em Elementos de Casca ao Longo da Altura do Edifício.....	97
	7.4.1 – Momentos Fletores M_y	97
	7.4.2 – Forças de Membrana N_y	101

7.5 Deslocamentos Verticais ao Longo da Altura do Edifício.....	106
7.5.1 – Deslocamentos Verticais das Vigas V13.....	106
7.5.2 – Deslocamentos Verticais das Lajes.....	112
8 CONCLUSÕES.....	117
ANEXO A.....	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	127
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	129

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 - Planta do Andar Tipo (Medidas e Cotas em Centímetro)	12
FIGURA 3.2 - Planta do 16º Andar (Medidas e Cotas em Centímetro).....	13
FIGURA 3.3 - Corte A-A (Medidas e Cotas em Centímetro e Elevações em Metro) ...	14
FIGURA 4.1 – Graus de Liberdade do Nó de um Elemento FRAME nos Sistemas de Coordenadas Local e Global.....	16
FIGURA 4.2 – Sistema de Coordenadas Local de um Elemento FRAME com Seção Transversal Retangular	17
FIGURA 4.3 – Força Axial P Positiva e Momento de Torção T Positivo no Elemento FRAME.....	18
FIGURA 4.4 – Força Cortante V2 Positiva e Momento Fletor M3 Positivo no Elemento FRAME.....	18
FIGURA 4.5 – Força Cortante V3 Positiva e Momento Fletor M2 Positivo no Elemento FRAME.....	18
FIGURA 4.6 – Graus de Liberdade de Um Elemento SHELL	19
FIGURA 4.7 – Sistema de Coordenadas Locais de Um Elemento SHELL Quadrilateral de 4 Nós	21
FIGURA 4.8 – Forças e Tensões de Membrana Positivas de Um Elemento SHELL Quadrilateral de 4 Nós	22
FIGURA 4.9 – Momentos Fletores e Momentos de Torção Positivos de Um Elemento SHELL Quadrilateral de 4 Nós.....	22
FIGURA 4.10 – Modelagem de Um Andar de Um Edifício Composto por Vigas e Lajes	23
FIGURA 4.11 – Conexão OFFSET nos Elementos de Barra FRAME	24
FIGURA 4.12 – Figura 14.1 da NBR-6118 (2003) Referente ao Trecho Rígido.....	25
FIGURA 4.13 – Trecho de Uma Viga que se Apóia nas Duas Extremidades em Pilares	26

FIGURA 4.14 – Trecho de Uma Viga que se Apóia em Uma Extremidade em Pilar e na Outra Extremidade em Viga	26
FIGURA 4.15 – Trecho de Uma Viga que se Apóia nas Duas Extremidades em Vigas	26
FIGURA 4.16 – Trecho de Um Pilar Entre Dois Andares	27
FIGURA 4.17 – Diafragmas Rígidos	28
FIGURA 4.18 – Deslocamentos u_x , u_y e θ_z	29
FIGURA 4.19 - Representação Esquemática da Malha de Elementos Finitos Utilizada na Discretização das Lajes e Vigas do 1° ao 15° Andar (Cotas em Centímetro).....	30
FIGURA 4.20 - Representação Esquemática da Malha de Elementos Finitos Utilizada na Discretização da Laje e Vigas do 16° Andar (Cotas em Centímetro).....	31
FIGURA 4.21 - Modelagem da Estrutura Completa	32
FIGURA 4.22 – Forças Equivalentes à Ação do Vento em Cada Andar, na Direção Y	34
FIGURA 4.23 – Forças Equivalentes à Ação do Vento em Cada Andar, na Direção X	35
FIGURA 4.24 – Pontos de Aplicação das Forças Horizontais nos Andares, nas Direções Y (F3 e F4) e X (F1 e F2)	36
FIGURA 5.1 – Trecho Rígido e Trecho Elástico em Vigas de 70 Centímetros que se Apoiam em Pilares de 80cm nas Duas Extremidades (Medidas em Centímetro)	40
FIGURA 5.2 – Trecho Rígido e Trecho Elástico em Vigas de 70 Centímetros que se Apoiam em Pilar de 80cm em Uma Extremidade e Pilar de 25cm na Outra Extremidade (Medidas em Centímetro)	41
FIGURA 5.3 – Trecho Rígido e Trecho Elástico em Vigas de 70 Centímetros que se Apoiam em Pilares de 25cm nas Duas Extremidades (Medidas em Centímetro)	42
FIGURA 5.4 – OFFSET nos Elementos de Barra das Vigas (Medidas em Centímetro)	43
FIGURA 6.1 – Gráfico Comparativo Para os Deslocamentos Laterais na Direção Y ao Longo da Altura do Edifício	47
FIGURA 6.2 – Gráfico Comparativo Para os Deslocamentos Laterais na Direção X ao Longo da Altura do Edifício	48
FIGURA 6.3 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação, Devido às Cargas Horizontais, na Direção Y, Para os Pilares P1 a P5 (kN)	52
FIGURA 6.4 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, ao Longo da Altura do Edifício, Para os Modelos 1 a 4.....	55

FIGURA 6.5 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício.....	58
FIGURA 6.6 – Forças Axiais Para as Vigas V13, ao Longo da Altura do Edifício, Para os Modelos 2,3 e 4.....	61
FIGURA 6.7 – Forças Axiais Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício.....	64
FIGURA 6.8 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Superior da Laje do 2º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4.....	66
FIGURA 6.9 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Inferior da Laje do 2º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4.....	67
FIGURA 6.10 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Superior da Laje do 8º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4.....	68
FIGURA 6.11 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Inferior da Laje do 8º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4.....	69
FIGURA 6.12 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Superior da Laje do 16º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4.....	70
FIGURA 6.13 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Inferior da Laje do 16º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4.....	71
FIGURA 7.1 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação, Devido às Cargas Verticais, Para os Pilares P1 a P15 (kN).....	75
FIGURA 7.2 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, ao Longo da Altura do Edifício, Para os Modelos 1 a 4.....	78
FIGURA 7.3 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício.....	81
FIGURA 7.4 – Forças Axiais Para as Vigas V13, ao Longo da Altura do Edifício, Para os Modelos 2, 3 e 4.....	85
FIGURA 7.5 – Forças Axiais Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício.....	88
FIGURA 7.6 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Superior da Laje do 1º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4.....	90
FIGURA 7.7 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Inferior da Laje do 1º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4.....	91

FIGURA 7.8 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Superior da Laje do 8° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	92
FIGURA 7.9 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Inferior da Laje do 8° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	93
FIGURA 7.10 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Superior da Laje do 16° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	94
FIGURA 7.11 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m ²) na Face Inferior da Laje do 16° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	95
FIGURA 7.12 – Distribuição dos Momentos Fletores M_y (kNxm/m) da Laje do 1° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	98
FIGURA 7.13 – Distribuição dos Momentos Fletores M_y (kNxm/m) da Laje do 8° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	99
FIGURA 7.14 – Distribuição dos Momentos Fletores M_y (kNxm/m) da Laje do 16° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	100
FIGURA 7.15 – Distribuição das Forças de Membrana N_y (kN/m) da Laje do 1° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	103
FIGURA 7.16 – Distribuição das Forças de Membrana N_y (kN/m) da Laje do 8° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	104
FIGURA 7.17 – Distribuição das Forças de Membrana N_y (kN/m) da Laje do 16° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	105
FIGURA 7.18 – Esboço da Estrutura Deformada das Vigas V13, Para os Modelos 1 a 4	107
FIGURA 7.19 – Deslocamentos Verticais Para as Vigas V13, no Meio do Vão Entre P4 e P9, ao Longo da Altura do Edifício	109
FIGURA 7.20 – Distribuição dos deslocamentos verticais (m) da Laje do 1° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	113
FIGURA 7.21 – Distribuição dos deslocamentos verticais (m) da Laje do 8° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	114
FIGURA 7.22 – Distribuição dos deslocamentos verticais (m) da Laje do 16° Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4	115

LISTA DE TABELAS

TABELA 4.1 – Forças Horizontais nos Andares do Edifício.....	36
TABELA 6.1 – Deslocamentos Laterais ao Longo da Altura do Edifício na Direção Y (cm).....	46
TABELA 6.2 – Deslocamentos Laterais ao Longo da Altura do Edifício na Direção X (cm).....	46
TABELA 6.3 – Módulo da Variação Percentual (Redução), em Relação ao Modelo 1, dos Deslocamentos Laterais - Direção Y.....	49
TABELA 6.4 – Módulo da Variação Percentual (Redução), em Relação ao Modelo 1, dos Deslocamentos Laterais - Direção X.....	50
TABELA 6.5 – Índice de Deslocabilidade Lateral do Edifício, para Cada Modelo, nas Direções Y e X.....	51
TABELA 6.6 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação, Devido às Cargas Horizontais na Direção Y (kN).....	52
TABELA 6.7 – Variação Percentual, Em Relação ao Modelo 1, das Reações de Apoio Verticais Devido às Cargas Horizontais na Direção Y.....	53
TABELA 6.8 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício.....	57
TABELA 6.9 – Variação Percentual $\Delta M\%$, Em Relação ao Modelo 1, dos Momentos Fletores da Viga V13 na Ligação com o Pilar P14.....	59
TABELA 6.10 – Forças Axiais Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício.....	63
TABELA 7.1 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação, Devido às Cargas Verticais (kN).....	75
TABELA 7.2 – Variação Percentual, Em Relação ao Modelo 1, das Reações de Apoio Verticais Devido ao Carregamento Vertical.....	76
TABELA 7.3 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício.....	80


TABELA 7.4 – Variação Percentual $\Delta M\%$, Em Relação ao Modelo 1, dos Momentos Fletores da Viga V13 na Ligação com o Pilar P14.....	83
TABELA 7.5 – Forças Axiais Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício	87
TABELA 7.6 – Deslocamentos Verticais da Viga V13, no Meio do Vão Entre P4 e P9, ao Longo da Altura do Edifício	108
TABELA 7.7 – Variação Percentual $\Delta d\%$, Em Relação ao Modelo 1, dos Deslocamentos Verticais da Viga V13 no Meio do Vão Entre P4 e P9	111
TABELA A.1 – Deslocamentos Laterais ao Longo da Altura do Edifício, na Direção Y	124
TABELA A.2 – Deslocamentos Laterais ao Longo da Altura do Edifício, na Direção X	125
TABELA A.3 – Coeficiente γ_z	125

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A_s	-	Armadura de tração
A_s'	-	Armadura de compressão
d_i	-	Deslocamento lateral ou vertical do modelo i
E	-	Módulo de elasticidade longitudinal
E_{ci}	-	Módulo de elasticidade inicial do concreto
$(EI)_{sec}$	-	Rigidez secante
Eq.	-	Equação
FIG.	-	Figura
F_i	-	Forças horizontais atuantes nos andares do edifício
F_{ij}	-	Força de membrana (por unidade de comprimento) normal ou de cisalhamento, que atua em um elemento de casca SHELL
F-MÁX	-	Força máxima de membrana (por unidade de comprimento) que atua em um elemento de casca SHELL
F-MÍN	-	Força mínima de membrana (por unidade de comprimento) que atua em um elemento de casca SHELL
FRAME	-	Elemento finito de barra do programa SAP2000
H	-	Altura total do edifício
h_i	-	Altura da viga de número i
I_c	-	Momento de inércia da seção bruta de concreto
IDL	-	Índice de deslocabilidade lateral
J_i	-	Nó número i de um elemento de casca SHELL
L_i	-	Laje de número i
M_i	-	Momento fletor do modelo i
M_y	-	Momento fletor no elemento de casca SHELL em torno do eixo global X

$M_{1,tot,d}$	-	Momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura
M2	-	Momento fletor que atua no eixo local 2 do elemento de barra FRAME
M3	-	Momento fletor que atua no eixo local 3 do elemento de barra FRAME
M_{ij}	-	Momento fletor ou de torção (por unidade de comprimento) que atua em um elemento de casca SHELL
M-MÁX	-	Momento fletor máximo (por unidade de comprimento) que atua em um elemento de casca SHELL
M-MÍN	-	Momento fletor mínimo (por unidade de comprimento) que atua em um elemento de casca SHELL
NBR	-	Norma Brasileira
N_y	-	Força de membrana no elemento de casca SHELL na direção do eixo global Y
Nó I	-	Nó inicial do elemento de barra FRAME
Nó J	-	Nó final do elemento de barra FRAME
P	-	Força axial que atua no eixo local 1 do elemento de barra FRAME
P_i	-	Pilar de número i
R_i	-	Reação de apoio vertical do modelo i
R1	-	Rotação em torno do eixo 1 do sistema de coordenadas local do nó
R2	-	Rotação em torno do eixo 2 do sistema de coordenadas local do nó
R3	-	Rotação em torno do eixo 3 do sistema de coordenadas local do nó
RX	-	Rotação em torno do eixo X do sistema de coordenadas global
RY	-	Rotação em torno do eixo Y do sistema de coordenadas global
RZ	-	Rotação em torno do eixo Z do sistema de coordenadas global
SAP2000	-	Structural Analysis Program

SHELL	-	Elemento finito de casca do programa SAP2000
T	-	Momento de torção que atua no eixo local 1 do elemento de barra FRAME
TAB.	-	Tabela
U1	-	Deslocamento nodal na direção do eixo 1 do sistema de coordenadas local do nó
U2	-	Deslocamento nodal na direção do eixo 2 do sistema de coordenadas local do nó
U3	-	Deslocamento nodal na direção do eixo 3 do sistema de coordenadas local do nó
UX	-	Deslocamento nodal na direção do eixo X do sistema de coordenadas global
UY	-	Deslocamento nodal na direção do eixo Y do sistema de coordenadas global
UZ	-	Deslocamento nodal na direção do eixo Z do sistema de coordenadas global
V2	-	Força cortante que atua na direção do eixo local 2 do elemento de barra FRAME
V3	-	Força cortante que atua na direção do eixo local 3 do elemento de barra FRAME
V_i	-	Viga de número i
$\Delta d(\%)$	-	Variação percentual dos deslocamentos laterais ou verticais
$\Delta M(\%)$	-	Variação percentual dos momentos fletores
$\Delta M_{tot,d}$	-	Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem
$\Delta R(\%)$	-	Variação percentual das reações de apoio verticais
Δ_{topo}	-	Deslocamento lateral no topo do edifício
γ_z	-	Coefficiente γ_z
u_x	-	Deslocamento nodal na direção do eixo x do sistema de coordenadas locais do nó do elemento de casca SHELL

u_y	-	Deslocamento nodal na direção do eixo y do sistema de coordenadas locais do nó do elemento de casca SHELL
u_z	-	Deslocamento nodal na direção do eixo z do sistema de coordenadas locais do nó do elemento de casca SHELL
θ_x	-	Rotação em torno do eixo x do sistema de coordenadas local do nó do elemento de casca SHELL
θ_y	-	Rotação em torno do eixo y do sistema de coordenadas local do nó do elemento de casca SHELL
θ_z	-	Rotação em torno do eixo z do sistema de coordenadas local do nó do elemento de casca SHELL
σ_y	-	Tensão atuante no elemento de casca SHELL na direção Y
ν	-	Coefficiente de Poisson
	-	Valor absoluto
	-	Eixo de simetria

RESUMO

A cada dia que passa, novos edifícios de andares múltiplos têm sido projetados em diversas civilizações do planeta. A escolha do modelo estrutural na análise desses edifícios durante o desenvolvimento do projeto estrutural é muito importante. Deve-se buscar sempre o modelo que fique o mais próximo da estrutura real. Porém, muitos escritórios de projeto adotam modelos simplificados para as análises estruturais. Isto pode levar a erros graves no projeto. Neste trabalho, analisa-se um edifício de 16 andares através de quatro modelos estruturais distintos, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos. O modelo 1 é o mais utilizado hoje em dia pelos escritórios de projeto; analisa-se a estrutura tridimensionalmente, com elementos de barra modelando as vigas e os pilares e diafragmas rígidos modelando as lajes; o trecho elástico das vigas é considerado de eixo a eixo dos pilares. O modelo 2 é semelhante ao primeiro, porém substitui-se os diafragmas rígidos por elementos de casca para modelarem as lajes; o eixo dos elementos de barra é considerado no plano médio das lajes. O modelo 3 é semelhante ao segundo, porém considera-se o trecho rígido na ligação de vigas nos pilares, fazendo com que o trecho elástico das vigas não seja mais de eixo a eixo dos pilares. O modelo 4 é o que mais se aproxima da estrutura real. Ele é semelhante ao modelo 3 porém considera-se as conexões OFFSET, fazendo com que o eixo dos elementos de barra das vigas seja considerado na sua posição real que, em geral, não coincide com o plano médio das lajes. Analisa-se a estrutura para carregamentos horizontais e verticais, obtendo-se resultados para deslocamentos, esforços em vigas, esforços em lajes e reações de apoio. Fazem-se gráficos e tabelas a partir dos resultados obtidos. Da análise comparativa entre os modelos 1, 2, 3 e 4 conclui-se que os resultados obtidos com estes modelos diferem entre si. Em particular, comparando-se os resultados do modelo 4 com os do modelo 1 obtêm-se, em diversas situações, diferenças importantes.

Palavras-chave: edifícios de andares múltiplos, análise estrutural, Método dos Elementos Finitos, modelos estruturais.

ABSTRACT

Every day new multistory buildings are designed in several civilizations of our planet. The choice of the structural model in the analysis of these buildings during the development of the structural project is the key issue. Everyone should seek always the best model to represent the real structure. However, many structural design offices consider simplified models for the structural analysis. This can introduce serious mistakes in the project. In this work, it is analysed a building of 16 floors with four distinct structural models, using the Finite Elements Method. The model 1, normally used in structural design offices analyses the structure with a three-dimensional model, where frame elements model the beams and the pillars and rigid diaphragms model the slabs; the elastic length of the beams is considered between pillars axis. The model 2 is similar to the first one, however the rigid diaphragms are replaced by shell elements to model the slabs; the frame elements axis is considered in the slab midplane. The model 3 is similar to the second one, however it considers rigid-ended beams in the connection with pillars changing, consequently, the elastic length of the beams. The model 4 is the best approach to the real structure. It is similar to the third one, however OFFSET connections are used to consider the axis of the beams in its real position that, in general, doesn't coincide with the slab midplane. The structure is analysed for horizontal and vertical loads, and results are obtained for nodal displacements, efforts in beams, efforts in slabs and support reactions. Graphics and tables are constructed with the obtained results. The comparative analysis of models 1, 2, 3 and 4 shows that the results obtained with these models are not equal. In particular, comparing the results of model 4 with the results of model 1 it can be seen, in several situations, important differences.

Keywords: multistory buildings, structural analyses, Finite Elements Method, structural models.

1

INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações Gerais

A cada dia que passa surgem novos edifícios altos nos grandes centros urbanos. E isso tem acontecido devido a vários fatores. Um deles é o constante crescimento populacional, que gera a necessidade de novas edificações, tanto para fins de habitação quanto para fins de comércio. Entretanto, os espaços para tais edificações estão ficando cada dia mais caros, limitados e reduzidos, o que aumenta a necessidade de verticalização das mesmas. Outro fator é que os edifícios altos geram uma menor agressão ao meio ambiente, quando comparados com casas e edifícios de pequeno porte, pois ocupam um pequeno espaço e concentram uma grande quantidade de pessoas. Um terceiro fator é a disputa entre os diversos países do planeta, na busca de “status” e reconhecimento das capacidades tecnológicas dos mesmos.

Porém, quanto mais alto o edifício, mais cuidados devem ser tomados no seu planejamento, projeto e construção. Devem ser utilizados materiais e tecnologias mais avançados, além de se exigirem análises estruturais mais precisas e refinadas, buscando-se que os modelos estruturais fiquem o mais próximo possível da realidade.

Sabe-se que ainda é impossível obter-se um modelo estrutural que represente a estrutura real, mas os recursos computacionais têm sofrido constante e rápido desenvolvimento, o que permite que os modelos estruturais possam ser cada vez mais sofisticados. Entretanto, cabe ao engenheiro projetista definir o tipo de modelo e o quanto ele será refinado e detalhado de acordo com a estrutura que ele deve calcular.

Modelo estrutural simplificado não é sinônimo de modelo estrutural ruim. Vários fatores influem na escolha de modelos estruturais mais ou menos sofisticados. Por exemplo, o modelo utilizado para fazermos o pré-dimensionamento de uma estrutura pode ser mais simples do que o adotado na análise final. Ao calcularmos a estrutura de uma casa de um conjunto habitacional popular, o modelo estrutural “lajes, vigas e pilares” é perfeitamente adequado. Por outro lado, seríamos até irresponsáveis se adotássemos “lajes, vigas e pilares” empilhados para analisarmos um edifício de 50 pavimentos (VASCONCELLOS FILHO, 1981).

O que se tem observado atualmente é que alguns dos escritórios de projeto ainda continuam adotando modelos muito simplificados. Possivelmente, isso tem acontecido devido à maior facilidade e rapidez na modelagem dos mesmos.

1.2 – Objetivos

É analisado um edifício de 16 andares, com altura total de 48 metros, composto por lajes, vigas e pilares, formando uma estrutura tridimensional. Têm-se como objetivos para este trabalho:

- a) analisar um edifício de andares múltiplos quanto à deslocabilidade lateral e à esforços atuantes na estrutura, através de quatro modelos estruturais, sendo dois mais usados em escritórios de projetos e dois com considerações na modelagem ainda pouco utilizadas hoje em dia;
- b) mostrar que se deve trabalhar com modelos que melhor representem a estrutura real;

Para que as afirmativas acima citadas sejam validadas, serão realizadas verificações e comparações entre os quatro modelos estruturais. Para tal, serão elaborados gráficos, diagramas e tabelas relativos a:

- a) deslocamentos laterais do edifício, ao longo de sua altura;
- b) deslocamentos verticais do edifício, ao longo de sua altura;
- c) reações de apoio verticais ao nível da fundação;
- d) esforços solicitantes em elementos de viga ao longo da altura do edifício;
- e) tensões solicitantes em elementos de casca ao longo da altura do edifício;
- f) esforços solicitantes em elementos de casca ao longo da altura do edifício.

1.3 – Organização do Texto

Apresenta-se, a seguir, uma breve descrição do conteúdo dos capítulos deste trabalho.

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica em ordem cronológica.

É apresentada, no capítulo 3, a estrutura a ser analisada e suas características. São apresentadas plantas e um corte para visualização da mesma.

No capítulo 4 são feitas considerações sobre a modelagem estrutural. Apresentam-se os elementos finitos, de barra e de casca, utilizados na modelagem das vigas, pilares e lajes, além das definições de conexões OFFSET, trecho rígido e diafragma rígido. Neste capítulo é também apresentada a malha de elementos finitos utilizada na discretização da estrutura e, também, os carregamentos verticais e horizontais considerados na análise da estrutura.

Apresentam-se, no capítulo 5, os quatro modelos estruturais tridimensionais analisados pelo Método dos Elementos Finitos através do programa SAP2000.

No capítulo 6 é feita uma análise comparativa entre os quatro modelos, relativa apenas ao carregamento horizontal. São apresentados gráficos, diagramas e tabelas com resultados de deslocamentos laterais, forças e momentos nas vigas, tensões nas lajes e reações de apoio na fundação.

No capítulo 7 é feita uma análise comparativa entre os quatro modelos, relativa apenas ao carregamento vertical. São apresentados gráficos, diagramas e tabelas com resultados de forças e momentos nas vigas e lajes, tensões nas lajes, reações de apoio na fundação e deslocamentos verticais.

No capítulo 8 apresentam-se as conclusões finais.

No anexo A são feitas algumas considerações sobre o coeficiente γ_z , que avalia a importância dos esforços de segunda ordem em estruturas reticuladas.

Ao final deste trabalho são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas bem como uma bibliografia complementar.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Atualmente, tem-se observado a construção de edifícios de andares múltiplos cada vez mais altos. A escolha de um modelo estrutural que melhor represente o real comportamento da estrutura é de grande importância para um bom dimensionamento da estrutura e com o desenvolvimento dos recursos computacionais, tem surgido a possibilidade de se trabalhar com modelos cada vez mais sofisticados. Diversos trabalhos têm sido publicados ressaltando a necessidade e a importância de se trabalhar com modelos estruturais mais realistas. Porém, é escassa a bibliografia relativa à análise estrutural de edifícios altos quando da utilização de recursos, através do Método dos Elementos Finitos, para se conseguir um modelo estrutural que seja o mais próximo do comportamento real da estrutura. A seguir apresentam-se alguns destes trabalhos em ordem cronológica.

VASCONCELLOS FILHO (1981) destaca a necessidade de se obterem modelos estruturais mais realistas nas análises estruturais de edifícios de andares múltiplos. Fazem-se comentários sobre os tipos de carregamentos atuantes nestas estruturas, comentários sobre os diversos sistemas estruturais usuais, como pórticos planos ou espaciais, pórticos com paredes estruturais, tubos aporticados, tubos dentro de tubos e

tubos aporticados multicelulares, comentários sobre os modelos estruturais usuais, desde os mais simplificados até os modelos estruturais mais realistas. Observa-se que o modelo estrutural mais realista é o que considera o cálculo sequencial da estrutura. Definem-se as etapas de construção e carregamento e o cálculo dos esforços e deslocamentos nodais da estrutura. Apresentam-se dois exemplos numéricos, nos quais são considerados dois pórticos planos, um com 16 e outro com 26 andares, analisados através de três modelos estruturais distintos: modelo SDA (sem deformação axial), modelo STRESS (com deformação axial) e modelo PPSEM (sequencial). Nos modelos SDA e STRESS, a estrutura é carregada somente após estar pronta. Já no modelo PPSEM, modelo de cálculo sequencial, a estrutura é carregada gradativamente à medida que é construída, considerando as etapas de construção e carregamento. Comparam-se resultados obtidos através dos três modelos, salientando as discrepâncias encontradas. Verifica-se que os modelos SDA e STRESS não apresentam bons resultados quando comparados com o modelo PPSEM (modelo mais realista). Mostra-se que ao se fazer a análise das estruturas através do modelo PPSEM, ocorrem situações críticas nos esforços durante as etapas de construção e carregamento, as quais, se não forem consideradas, podem resultar em danos estruturais.

CORRÊA (1991) trata da viabilidade e da necessidade de aperfeiçoamento dos modelos utilizados no desenvolvimento de projetos usuais de estruturas de edifícios. Utiliza-se o Método dos Elementos Finitos para a discretização do sistema estrutural. Estudam-se três aspectos fundamentais do comportamento do sistema estrutural de um edifício. O primeiro, trata das lajes modeladas como diafragmas rígidos e da consideração dos nós de dimensões finitas (trechos rígidos). O segundo, trata da análise não-linear geométrica do sistema estrutural do edifício composto por barras, comparando-se os modelos desenvolvidos com análises simplificadas usuais. Por fim, o terceiro destaca a necessidade de utilização de modelo que considere todos os elementos estruturais em conjunto e a possibilidade de tratamento simplificado do comportamento não-linear de lajes em concreto armado, quando da análise do pavimento de um edifício. São utilizados exemplos de estruturas reais e mostra-se que os modelos desenvolvidos são viáveis para a análise em microcomputadores.

MARTINS e ANTUNES (1999) apresentam um estudo da influência da rigidez transversal à flexão das lajes sobre os parâmetros de estabilidade α e γ_z . Afirmam que na análise usual de estruturas de edifícios de andares múltiplos as lajes são consideradas como diafragmas infinitamente rígidos no seu plano e com rigidez transversal nula, porém, devido ao seu comportamento de placa contribuem com sua rigidez transversal à flexão na análise global da estrutura. Utiliza-se o Método dos Elementos Finitos. Na modelagem das vigas, o eixo do elemento de barra não coincide com o plano médio da placa (conexões OFFSET). Apresentam-se as matrizes de rigidezes dos elementos e a matriz de rigidez global da estrutura. Conceituam-se os parâmetros de estabilidade global, parâmetro α e coeficiente γ_z . Estudam-se dois exemplos de estruturas sujeitas a carregamentos verticais e horizontais. Comparam-se os resultados de translações verticais, momentos fletores e esforços cortantes em pilares e os parâmetros de estabilidade α e γ_z , através de duas análises distintas, uma em primeira ordem, considerando-se a rigidez somente dos pilares e vigas e outra em segunda ordem, considerando-se a rigidez dos pilares, vigas e lajes. Conclui-se que, através dos valores dos parâmetros de estabilidade α e γ_z , as duas estruturas apresentam esforços de segunda ordem que podem ser significativos. Observa-se ainda que ao computar a rigidez transversal à flexão das lajes, os deslocamentos verticais obtidos através da análise de segunda ordem são menores do que aqueles obtidos através da análise de primeira ordem, que não considera a rigidez transversal à flexão das lajes.

LOPES e OLIVEIRA (2002) estudam um edifício estruturado em concreto armado de 26 andares, submetido a cargas verticais e horizontais. Tem-se como principal objetivo verificar a influência da rigidez à flexão das lajes no enrijecimento do edifício e nos esforços solicitantes na estrutura. Faz-se a modelagem das lajes do edifício de duas maneiras: a primeira, modelando-as através de diafragmas rígidos e a segunda, modelando-as através de elementos de placas. Nos modelos, são considerados os trechos rígidos comuns entre vigas e pilares e as excentricidades das ligações dos elementos de barra (conexões OFFSET). Comparam-se os deslocamentos horizontais e os momentos fletores para um determinado pilar através de análises de 1ª e 2ª ordens, para cada um dos dois modelos analisados. Faz-se ainda um estudo da influência da espessura da laje nos resultados mencionados anteriormente. Constata-se que,

dependendo da espessura das lajes, pode-se encontrar diferenças consideráveis nos resultados obtidos com a modelagem das lajes como diafragma rígido e a modelagem das lajes com elementos de placa.

KRYKSUNOV e MYKYTARENKO (2003) destacam a importância de uma correta modelagem para a análise e o dimensionamento das estruturas de edifícios de andares múltiplos. Ressalta-se a importância de se conhecer bem as relações e as interações entre o esquema estrutural e os elementos que o compõe, utilizando-se o método dos elementos finitos. Recomenda-se o programa de elementos finitos SCAD para a modelagem de edifícios de andares múltiplos. Cita-se que existem diversas maneiras de se modelar, definir, dar características e relacionar elementos de um modelo estrutural. Além disso, chama-se a atenção para a interação da estrutura com a fundação, recomendando-se que sejam feitos modelos que considerem os dois em conjunto. Evidencia-se a importância de análises dinâmicas em estruturas de edifícios de andares múltiplos. Apresenta-se a modelagem de uma laje de um andar de um edifício sendo feita de duas maneiras: na primeira, considera-se o eixo da viga no plano médio da laje e na segunda, considera-se o eixo da viga em sua posição real, deslocado do plano médio da laje. Mostram-se as diferenças dos resultados entre os dois modelos e novamente destaca-se a importância de uma correta modelagem das estruturas de edifícios de andares múltiplos.

COSTA (2003) analisa quatro estruturas espaciais distintas sob carregamento horizontal calculando-se cada uma através de quatro modelos diferentes. Desses, três são planos e um tridimensional. O modelo tridimensional é tomado como base para comparação com os demais modelos por ser o mais sofisticado e, portanto, o que mais se aproxima do comportamento real da estrutura. Verificam-se as diferenças entre os resultados obtidos por intermédio dos quatro modelos, explicando-se as possíveis causas das igualdades ou discrepâncias observadas entre os resultados obtidos. Em seguida, é feita uma discussão sobre quais os modelos que melhor avaliaram os esforços nas estruturas. Procura-se conscientizar o profissional de engenharia estrutural no sentido de ser cauteloso na modelagem de uma estrutura, pois muitas vezes pode-se ter em seus cálculos resultados de qualidade duvidosa.

STEHLING (2005) destaca a ocorrência de transições abruptas do sistema de estabilização lateral de edifícios construídos com estrutura de aço, caracterizadas pela supressão de painéis de contraventamento nos primeiros andares do edifício. Analisa-se um edifício de 20 andares, constituído de pilares e painéis de contraventamento em aço e lajes maciças de concreto armado, através de três situações distintas. Na primeira situação não é feita transição no sistema de estabilização lateral. Na segunda situação, as diagonais do contraventamento central são suprimidas no 1º andar. Na terceira situação, as diagonais do contraventamento central são suprimidas no 1º e 2º andares. As estruturas são modeladas tridimensionalmente pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando-se o programa SAP2000. São comparados resultados das tensões nas lajes, esforços em vigas, pilares e fundações e deslocamentos laterais do edifício. Verifica-se que os resultados obtidos são discrepantes entre si e que em diversas regiões as lajes de concreto armado são submetidas a tensões de tração elevadas, merecendo assim estudos mais detalhados.

HOROWITZ e MARQUES (2007) alertam para a modelagem apropriada da flexibilidade de nós de tamanhos finitos em pórticos de estruturas em concreto armado. Estuda-se a modelagem de nós internos de pórticos, onde a largura da seção transversal da viga é muito próxima da largura da seção transversal do pilar. São criados três modelos simplificados para este estudo. Realiza-se um estudo paramétrico para melhor ajuste dos resultados dos modelos de barras com aqueles obtidos por elementos finitos. Comparam-se ainda, resultados obtidos pelos modelos com resultados experimentais; observa-se a necessidade de redução das propriedades geométricas das seções brutas para se obter valores próximos aos experimentais, devido ao estado de fissuração das peças. Verifica-se, tanto teoricamente quanto experimentalmente, que a flexibilidade da região dos nós de tamanhos finitos pode contribuir com cerca de 20% do deslocamento lateral total da estrutura.

3

ESTRUTURA ANALISADA

Para se alcançar os objetivos propostos neste trabalho será analisado um edifício de andares múltiplos com o sistema estrutural aporticado. Note-se que para edifícios com até 60 metros de altura, aproximadamente, este é o sistema estrutural mais utilizado na prática. Dessa forma analisa-se um edifício com as seguintes características (referir-se às FIG. 3.1, 3.2 e 3.3):

- a) a estrutura possui 16 andares com pé direito de 3 metros, totalizando uma altura de 48 metros;
- b) a estrutura é composta por lajes, vigas e pilares, formando um pórtico tridimensional;
- c) não existem pilotis nem subsolo;
- d) todos os andares são idênticos, exceto o último, onde não há furos nas lajes para passagem de elevadores e escada;
- e) todos os pilares estão engastados na fundação;

- f) a estrutura tem dimensões em planta de 24 m x 12 m, medidas de eixo a eixo dos pilares de canto;
- g) a estrutura apresenta dois planos verticais de simetria;
- h) as lajes são maciças e têm espessura de 10 cm em todos os andares;
- i) as vigas V1, V3, V5, V6, V7, V10, V13 e V14 possuem seção transversal de 20 cm x 70 cm e as vigas V2, V4, V8, V9, V11 e V12 possuem seção transversal de 20 cm x 50 cm; todos os andares do edifício possuem as vigas V1 à V14, exceto o 16º andar, no qual as vigas V2, V4, V8, V9, V11 e V12 não estão presentes;
- j) todos os pilares têm seção transversal de 25 cm x 80 cm, em todos os andares, desde a fundação até o topo do edifício.

A estrutura é constituída de concreto armado. A fissuração não é considerada bem como a deformação lenta, sendo o material, tratado como elástico, linear e isotrópico, com as seguintes propriedades:

- a) módulo de elasticidade $E = 2,6 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$;
- b) coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$.

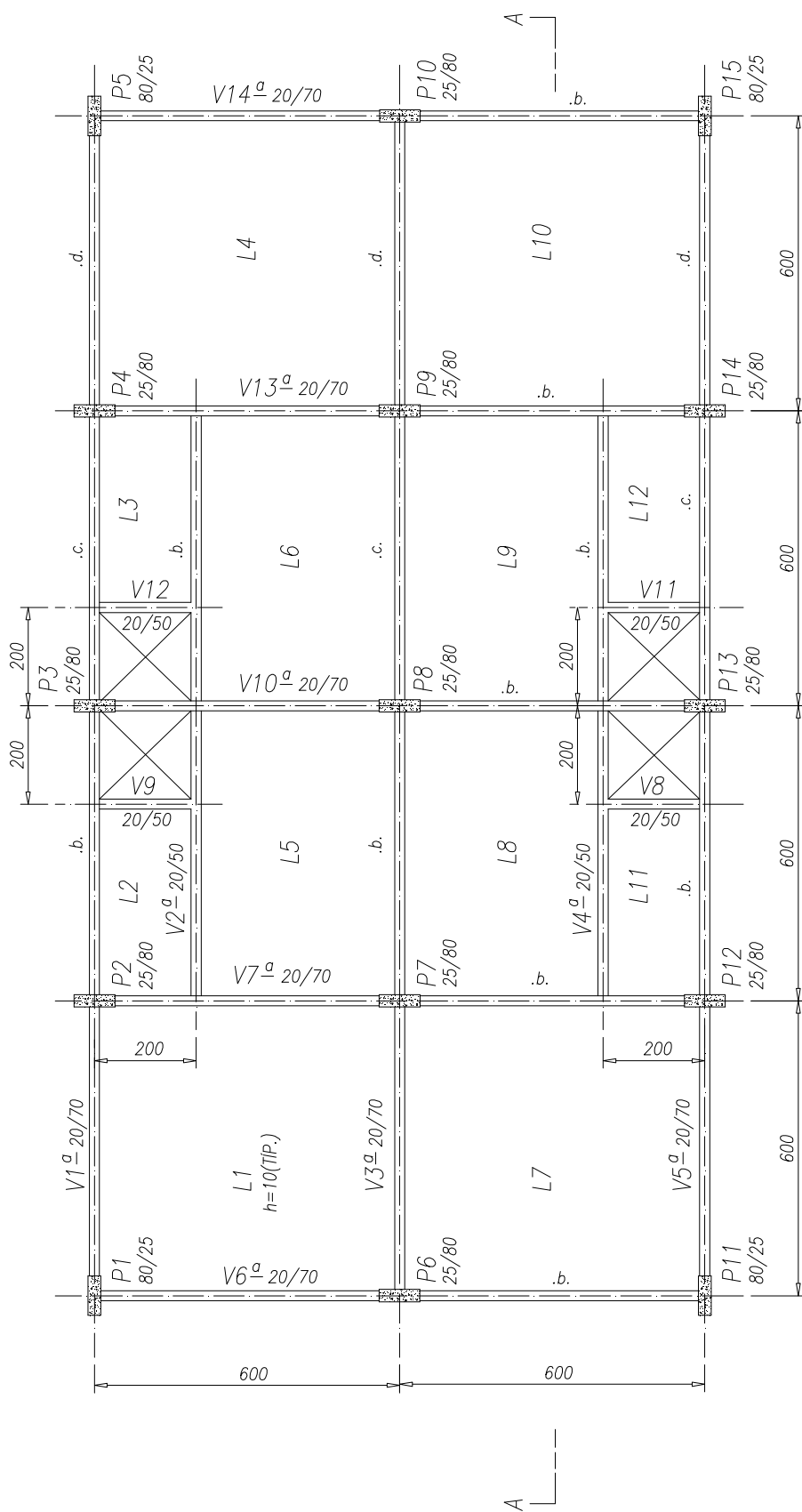
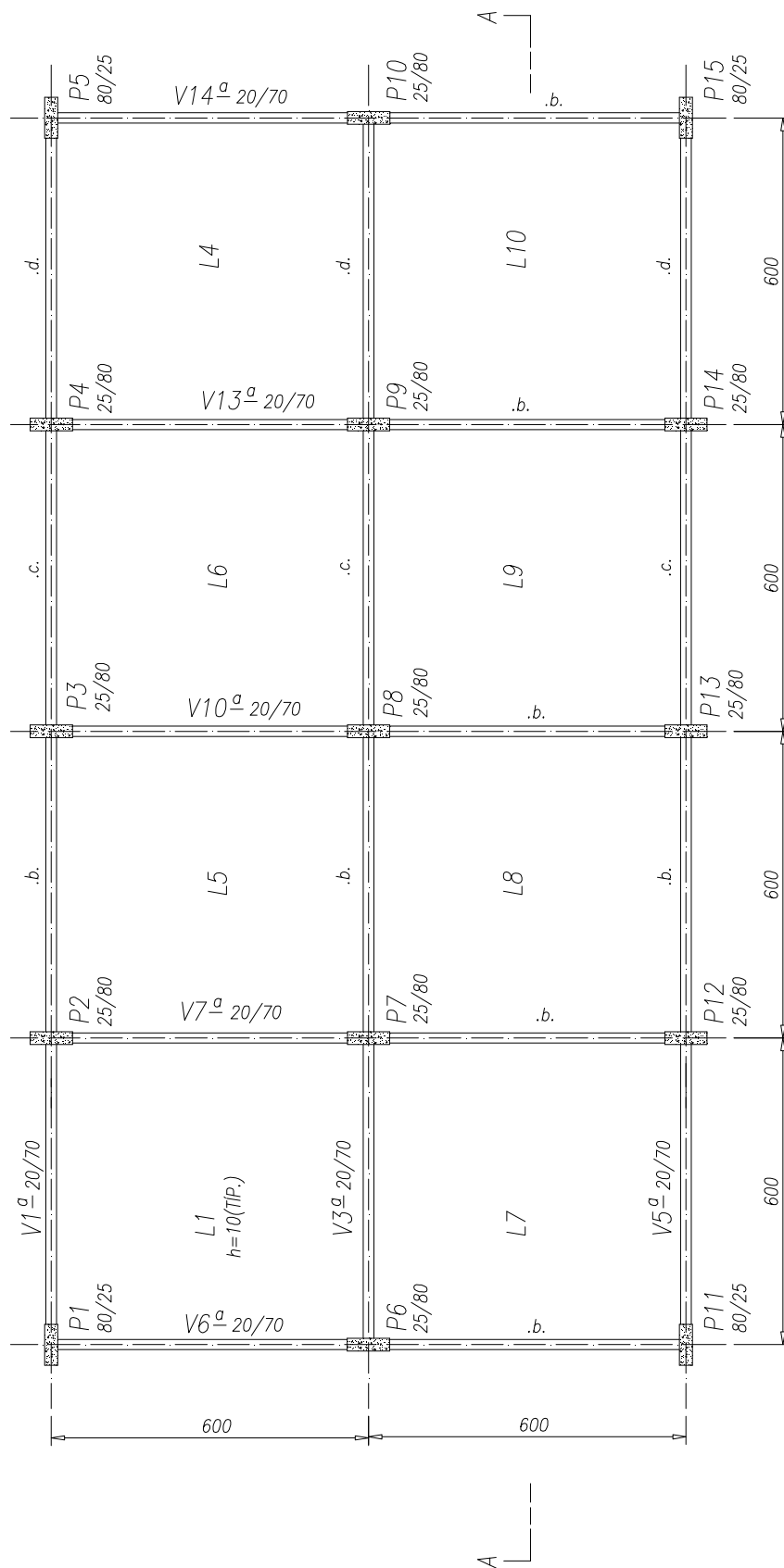


FIGURA 3.1 - Planta do Andar Tipo (Medidas e Cotas em Centímetro)



FORMA - PLANTA

FIGURA 3.2 - Planta do 16º Andar (Medidas e Cotas em Centímetro)

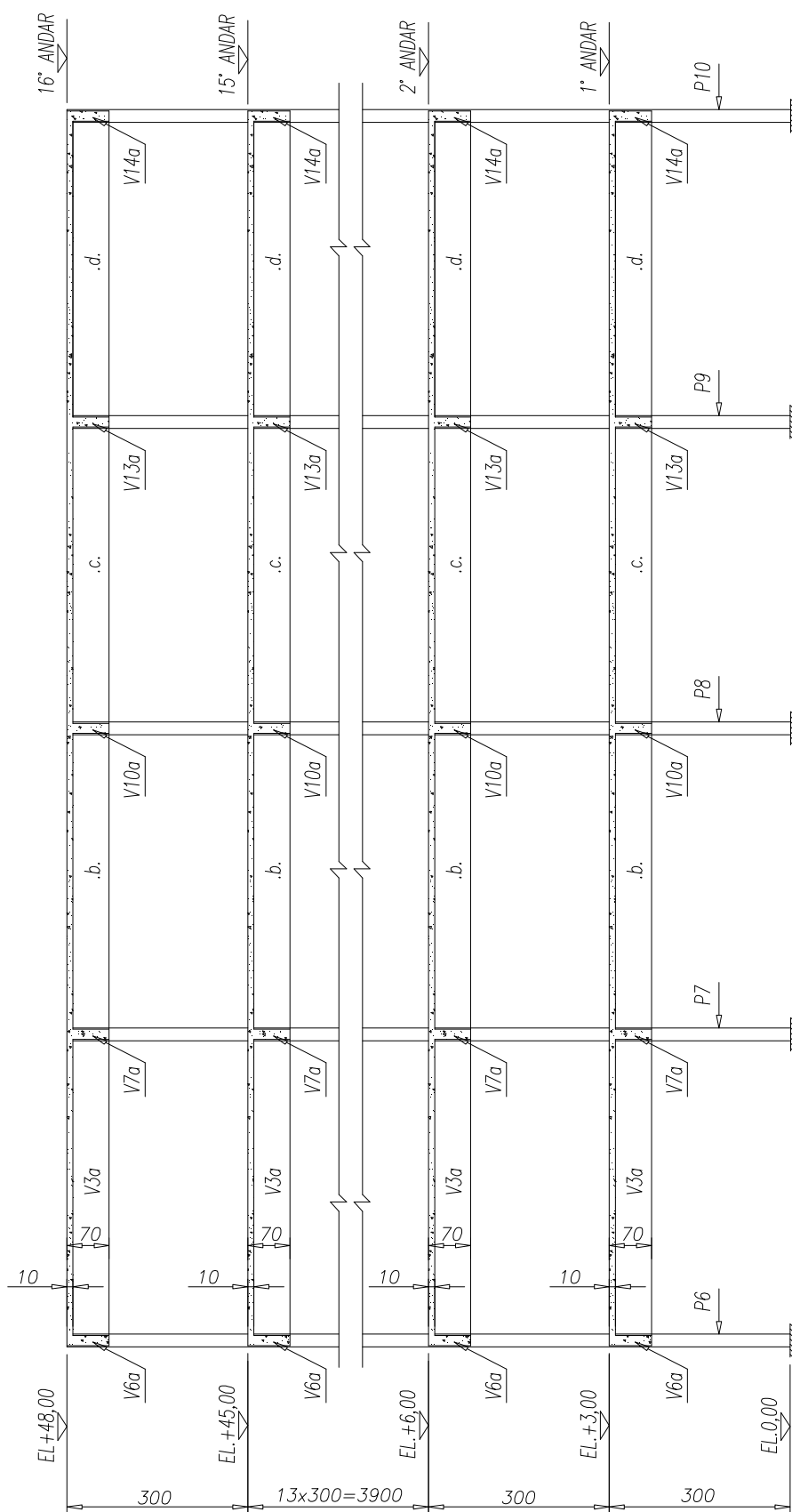


FIGURA 3.3 - Corte A-A (Medidas e Cotas em Centímetro e Elevações em Metro)

CORTE A-A

4

CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM ESTRUTURAL

4.1 – Considerações Gerais

Neste capítulo são feitas considerações relativas à modelagem da estrutura descrita no capítulo 3.

A modelagem será feita tridimensionalmente pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando-se o programa SAP2000 versão 10.0.7.

São utilizados elementos de barra FRAME (item 4.1.1) e elementos de casca SHELL (item 4.1.2).

4.1.1 – O Elemento FRAME

O elemento FRAME é utilizado para modelar barras de estruturas planas ou espaciais tais como pórticos espaciais, pórticos planos, grelhas ou vigas.

Neste elemento consideram-se as deformações axiais, de flexão, de torção e de cisalhamento no cálculo dos deslocamentos.

O elemento é representado por uma linha reta conectando dois pontos que são designados como nós I e J, respectivamente. Os nós I e J não devem ocupar a mesma posição no espaço. Essa linha coincide com o eixo longitudinal do elemento que passa pelos centróides das seções transversais do mesmo.

Os nós I e J do elemento possuem cada um seis graus de liberdade, os quais são denominados U_1, U_2, U_3, R_1, R_2 e R_3 , no sistema de coordenadas local dos nós (FIG. 4.1a). U_1, U_2 e U_3 são translações e R_1, R_2 e R_3 rotações. Na modelagem feita neste trabalho, o sistema local dos nós coincide com o sistema de coordenadas global X, Y, Z da estrutura, no qual estes graus de liberdade são denominados U_X, U_Y, U_Z, R_X, R_Y e R_Z , respectivamente (FIG. 4.1b).

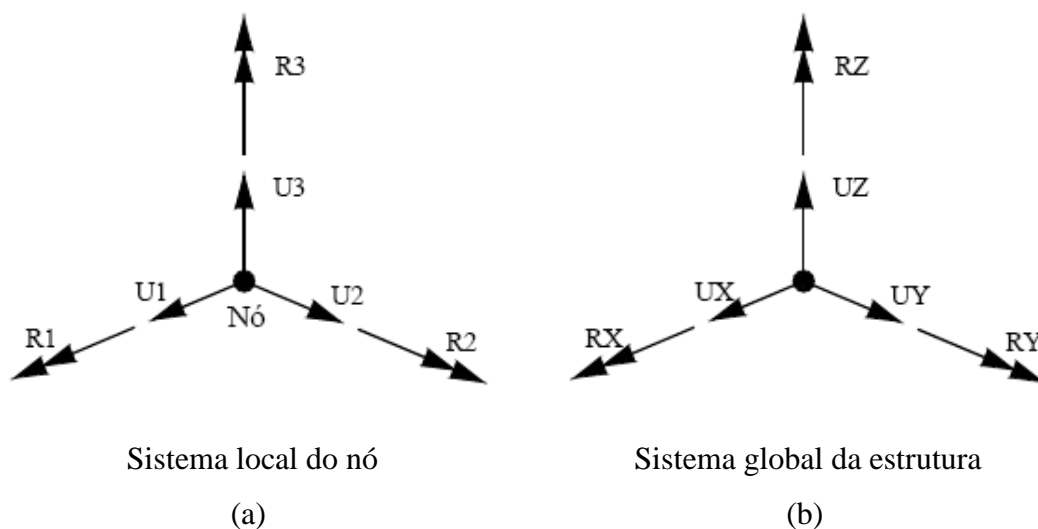


FIGURA 4.1 – Graus de Liberdade do Nó de um Elemento FRAME nos Sistemas de Coordenadas Local e Global

Cada elemento tem seu próprio sistema de coordenadas local. Os eixos do sistema local são denominados eixos 1, 2 e 3. O eixo 1 é o eixo longitudinal do elemento e o seu sentido positivo é do nó I para o nó J. Os outros dois eixos situam-se no plano perpendicular ao eixo do elemento e suas direções e sentidos são definidos pelo usuário,

obedecendo à regra da mão direita. O sistema de coordenadas locais é utilizado para definir propriedades da seção transversal, cargas e esforços nas barras.

Na modelagem feita têm-se um único tipo de seção transversal: retangular (vigas e pilares). Os eixos 2 e 3 do elemento são paralelos aos eixos de simetria destas seções, sendo o eixo 2 orientado na direção da maior dimensão da seção transversal (eixo de menor momento de inércia) e o eixo 3 na direção da menor dimensão (eixo de maior momento de inércia) conforme vistos na FIG. 4.2.

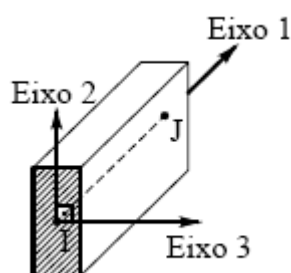


FIGURA 4.2 – Sistema de Coordenadas Local de um Elemento FRAME com Seção Transversal Retangular

Os esforços internos do elemento FRAME são os seguintes:

- a) P, força axial;
- b) V2, força cortante no plano 1-2;
- c) V3, força cortante no plano 1-3;
- d) T, momento de torção;
- e) M2, momento fletor no plano 1-3 (em torno do eixo 2);
- f) M3, momento fletor no plano 1-2 (em torno do eixo 3).

Estas forças e momentos estão presentes nas seções transversais ao longo do comprimento do elemento FRAME, conforme convenção de sinais ilustrada nas FIG. 4.3, 4.4 e 4.5.

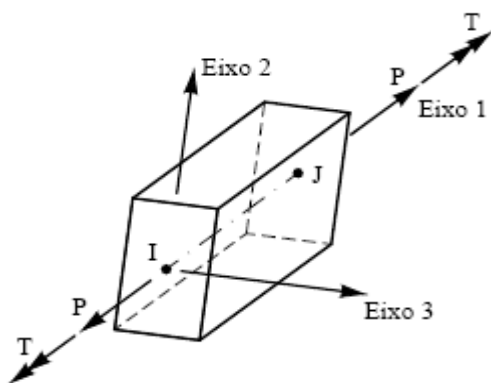


FIGURA 4.3 – Força Axial P Positiva e Momento de Torção T Positivo no Elemento FRAME

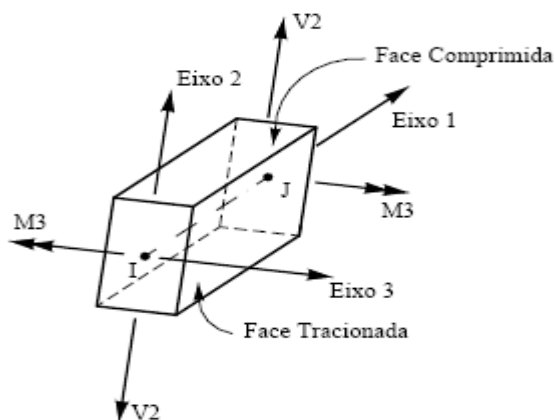


FIGURA 4.4 – Força Cortante V2 Positiva e Momento Fletor M3 Positivo no Elemento FRAME

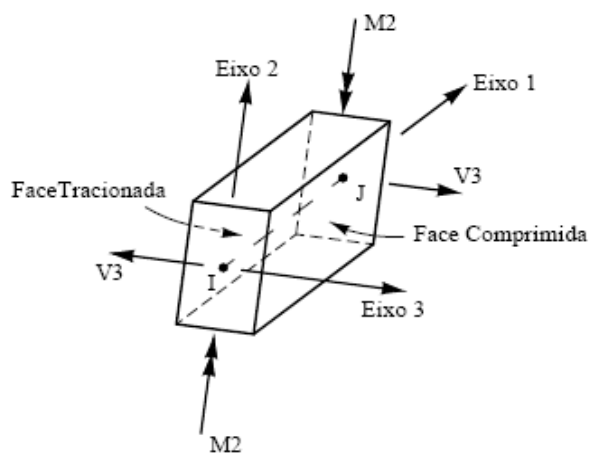


FIGURA 4.5 – Força Cortante V3 Positiva e Momento Fletor M2 Positivo no Elemento FRAME

4.1.2 – O Elemento SHELL

O elemento SHELL é utilizado para modelar cascas, membranas ou placas em estruturas planas ou espaciais.

O elemento SHELL resulta da soma do elemento de membrana e do elemento de placa (FIG.4.6). O elemento de membrana possui em cada nó três graus de liberdade: duas translações no plano do elemento e uma rotação em torno do eixo normal ao plano do elemento. O elemento de placa possui uma rotação em torno de cada eixo do plano do elemento e uma translação no eixo normal ao plano do elemento. Para o elemento de placa é usada a formulação de placas finas de Kirchhoff, a qual despreza as deformações transversais de cisalhamento. Opcionalmente, pode-se usar a teoria de placas grossas de Mindlin/Reissner, a qual inclui os efeitos das deformações transversais de cisalhamento. Nos modelos analisados utiliza-se a teoria de placas finas. O elemento SHELL, portanto, possui seis graus de liberdade em cada nó: três translações e três rotações (FIG.4.6).

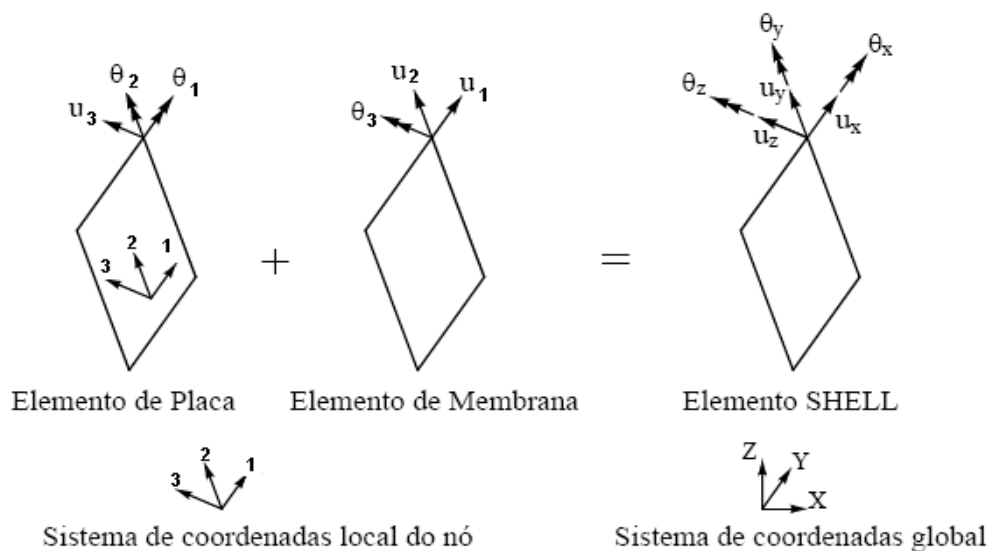


FIGURA 4.6 – Graus de Liberdade de Um Elemento SHELL

O elemento SHELL pode ter a forma quadrilateral ou triangular, com 4 nós ou 3 nós, respectivamente, sendo o elemento quadrilateral o mais preciso. Os quatro vértices do elemento não precisam necessariamente ser coplanares. Uma pequena torção no

elemento pode ser considerada pelo programa. O elemento triangular plano de 3 nós não é recomendável para a modelagem de estruturas. Seu uso é recomendável apenas para transições.

Neste trabalho, são considerados somente elementos SHELL retangulares, situados nos planos médios das lajes.

A geometria do elemento SHELL deve atender às seguintes condições:

a) o ângulo interno em cada vértice deve ser inferior a 180° ; o elemento quadrilateral apresenta melhores resultados quando este ângulo é aproximadamente 90° ou quando seu valor se encontra entre 45° e 135° ;

b) a relação de aspecto de um elemento não deve ser muito grande; para o triângulo, a relação de aspecto é a razão entre o maior lado e o menor lado; para o quadrilátero esta relação é a razão entre a maior e a menor distância entre os pontos médios de lados opostos; os melhores resultados são obtidos para relações de aspecto próximas à unidade ou, pelo menos, menor do que 4; estas relações não podem exceder a 10.

Cada elemento SHELL tem seu próprio sistema de coordenadas locais (FIG. 4.7) que é utilizado para definir propriedades do material, cargas e saída de resultados. Os eixos do sistema local são denominados eixos 1, 2 e 3. Os eixos 1 e 2 situam-se no plano do elemento e o eixo 3 é normal a este plano. Nos modelos em estudo, o sistema local de todos os elementos SHELL é orientado de forma que os eixos 1, 2 e 3 se encontram paralelos aos eixos X, Y e Z do sistema global, respectivamente.

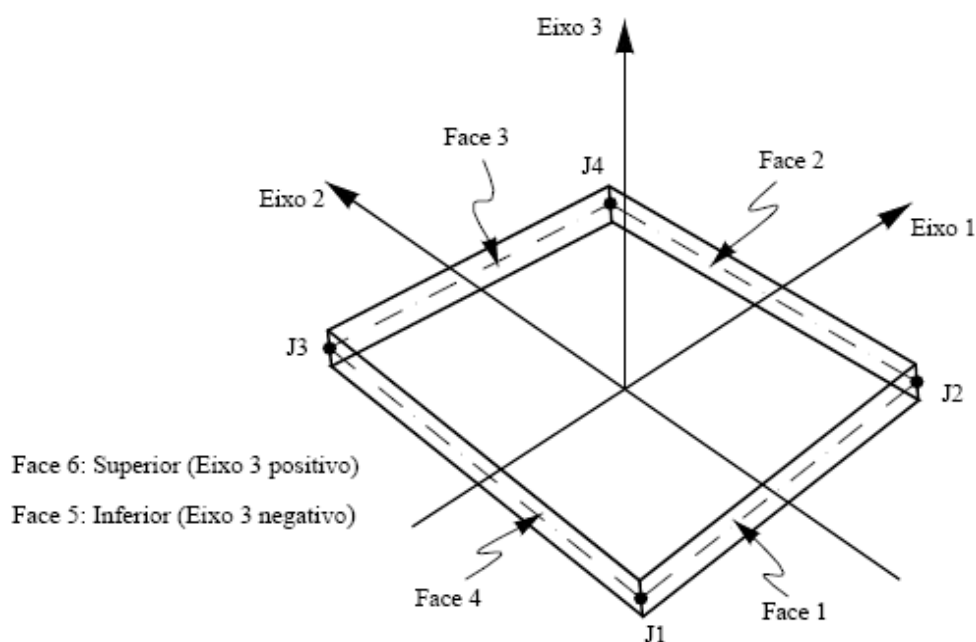
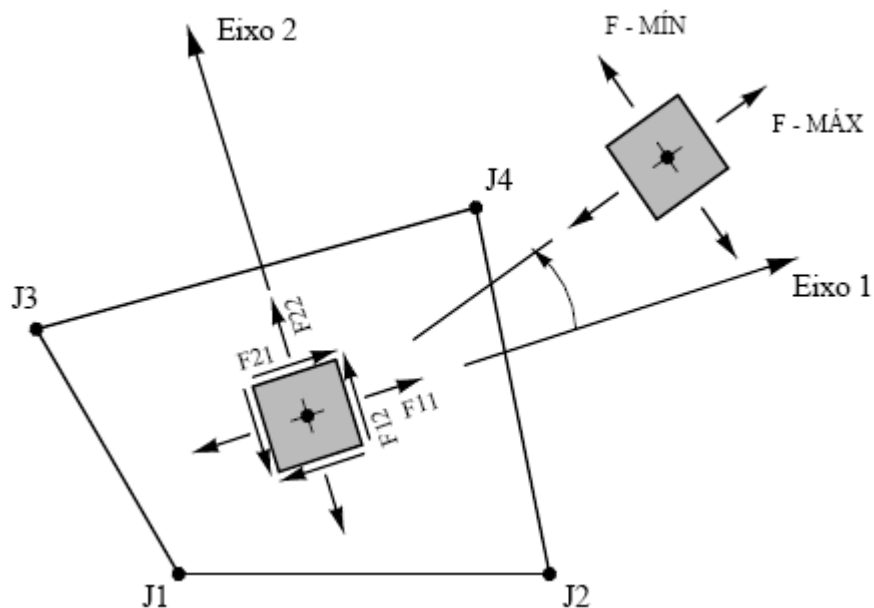


FIGURA 4.7 – Sistema de Coordenadas Locais de Um Elemento SHELL Quadrilateral de 4 Nós

Os esforços internos em um elemento SHELL são as forças F_{ij} e momentos M_{ij} (ambos por unidade de comprimento) decorrentes da integração das tensões ao longo da espessura do elemento. A FIG. 4.8 mostra a direção e o sentido positivo das forças normais de membrana F_{11} e F_{22} e da força de cisalhamento F_{12} . As tensões σ_{ij} têm as mesmas direções e sentidos das forças F_{ij} . As tensões $\sigma_{\text{máx}}$ e $\sigma_{\text{mín}}$ têm as mesmas direções e sentidos das forças $F\text{-MÁX}$ e $F\text{-MÍN}$, respectivamente. A FIG. 4.9 mostra a direção e o sentido positivo dos momentos fletores M_{11} e M_{22} e dos momentos de torção M_{12} e M_{21} que atuam em um elemento SHELL.

Para a determinação das tensões e dos esforços internos no sistema de coordenadas locais, é utilizada a integração numérica de Gauss com $n = 2$ (dois pontos em cada direção no sistema de coordenadas naturais). As tensões e esforços internos são avaliados nos pontos de Gauss e extrapolados para os nós do elemento. Pode-se estimar o erro nos resultados obtidos através da comparação dos valores das tensões e dos esforços internos dos diversos elementos que se conectam a um mesmo nó. Esta comparação de valores fornece um indicativo da eficiência da malha de elementos finitos ou da necessidade de um maior refinamento desta malha.



As tensões σ_{ij} têm as mesmas direções e sentidos das forças F_{ij}

FIGURA 4.8 – Forças e Tensões de Membrana Positivas de Um Elemento SHELL Quadrilateral de 4 Nós

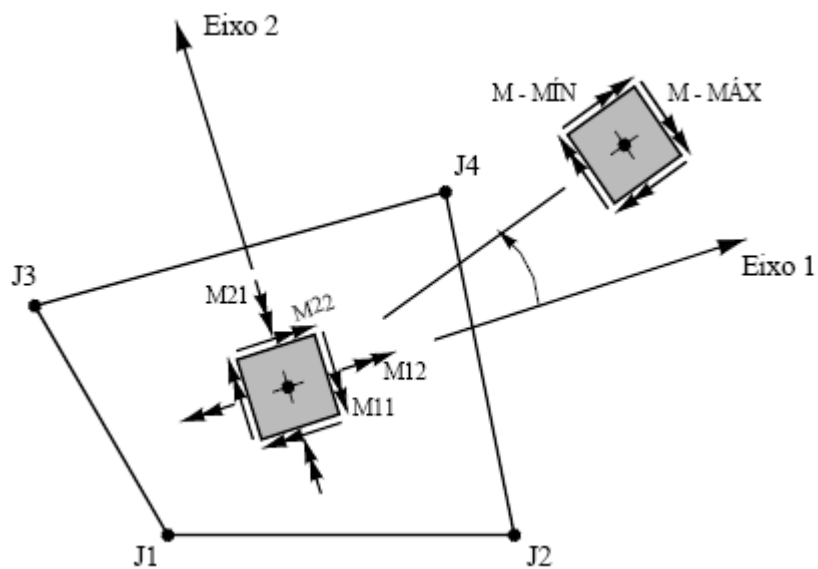
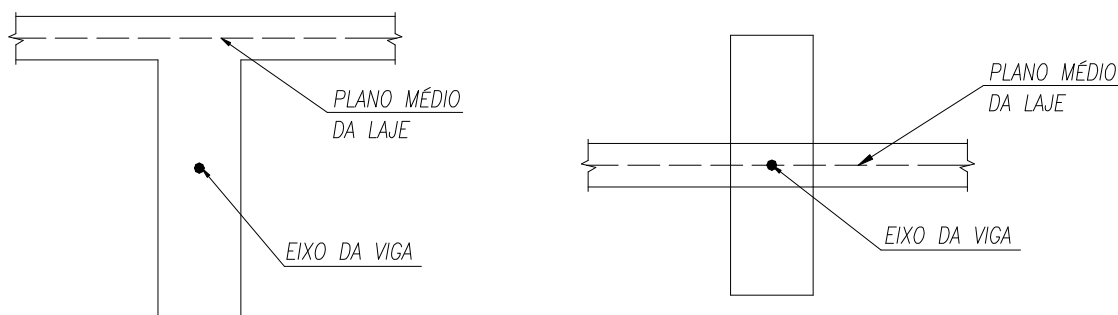


FIGURA 4.9 – Momentos Fletores e Momentos de Torção Positivos de Um Elemento SHELL Quadrilateral de 4 Nós

4.1.3 – Conexões OFFSET

Na modelagem de um andar de um edifício, composto por vigas e lajes, são utilizados elementos de barra FRAME, para modelar as vigas e elementos de casca SHELL, para modelar as lajes.

Na situação real da estrutura, em geral o eixo da viga não coincide com o plano médio da laje (FIG.4.10a). Todavia, ao discretizar o andar através do programa SAP2000, os elementos de barra e os elementos de casca são criados no plano médio da laje (FIG.4.10b).



Eixo da viga não coincide com
plano médio da laje

(a)

Eixo da viga coincide com
plano médio da laje

(b)

FIGURA 4.10 – Modelagem de Um Andar de Um Edifício Composto por Vigas e Lajes

A conexão OFFSET faz com que o eixo do elemento de barra seja deslocado para a posição correta (FIG. 4.10a). Pode-se imaginar que são criadas conexões virtuais ligando alguns nós dos elementos de casca das lajes aos nós dos elementos de barra das vigas (FIG. 4.11).

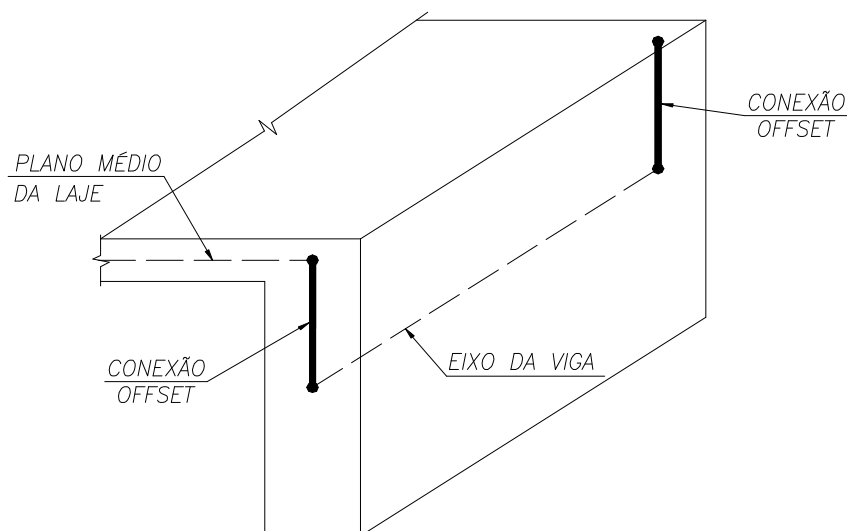


FIGURA 4.11 – Conexão OFFSET nos Elementos de Barra FRAME

4.1.4 – Trecho Rígido

A região da interseção de vigas e pilares na estrutura de um edifício em concreto armado é chamada de nó de pórtico de tamanho finito. Trata-se de uma região com rigidez significativa à flexão, porém sujeita a grandes solicitações de cisalhamento.

Os nós de pórtico de tamanhos finitos costumam ter dimensões que não podem ser desprezadas quando comparadas a vãos e pés-direitos usuais. Se o modelo adotado não considera essas dimensões, erros significativos podem aparecer na análise do comportamento da estrutura.

Uma idealização eficiente e relativamente simples para a consideração dos nós de dimensões finitas no modelo é adotá-los como elementos infinitamente rígidos. Porém, os nós de pórtico apresentam certa flexibilidade, não podendo assim serem considerados totalmente rígidos. A maior contribuição das deformações do nó para sua flexibilidade se dá pela distorção devido ao cisalhamento e não por flexão no interior do nó. Quando acontecem ligações excêntricas das vigas nos pilares, além das deformações de distorção devido ao cisalhamento surgem deformações próprias de torção.

Há uma grande discussão acerca de quanto da região do nó de pórtico deve ser considerada rígida e quanto deve ser considerada flexível. Neste trabalho, o trecho rígido será considerado conforme a norma NBR-6118 (2003), que afirma o seguinte:

“Os trechos de elementos lineares pertencentes à região comum ao cruzamento de dois ou mais elementos podem ser considerados como rígidos nós de dimensões finitas, da maneira como se ilustra na figura 14.1.”

A FIG.4.12 mostra a figura 14.1 da NBR-6118 (2003) citada anteriormente.

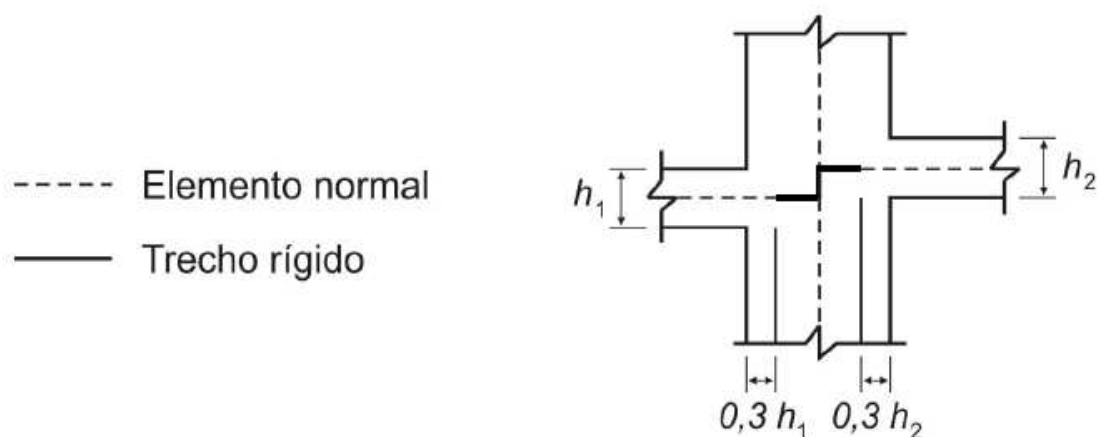


Figura 14.1 – Trechos rígidos

FIGURA 4.12 – Figura 14.1 da NBR-6118 (2003) Referente ao Trecho Rígido

O elemento normal do qual a NBR-6118 (2003) se refere, conforme mostrado na FIG.4.12, pode ser denominado de trecho elástico, quando o material utilizado na estrutura for elástico. Neste trabalho, o material adotado foi o concreto, tratado como elástico, linear e isotrópico.

Os trechos de vigas que se apóiam nas duas extremidades em pilares são, em geral, constituídos de dois trechos rígidos e um trecho elástico, conforme FIG.4.13.

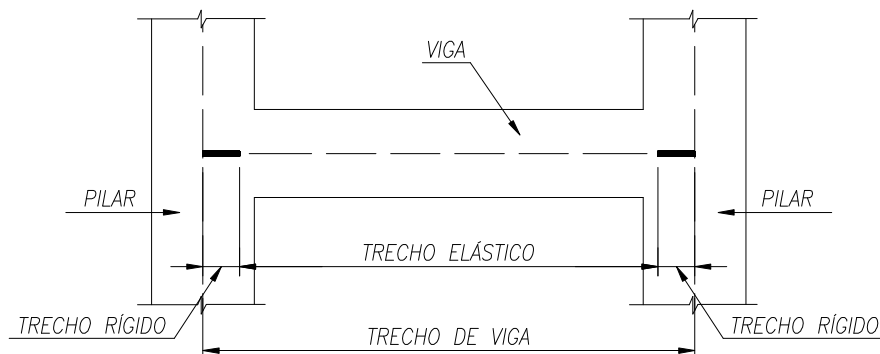


FIGURA 4.13 – Trecho de Uma Viga que se Apóia nas Duas Extremidades em Pilares

Os trechos de vigas que se apóiam em suas extremidades em um pilar e em uma viga são, em geral, constituídos de um trecho rígido e um trecho elástico, conforme FIG.4.14.

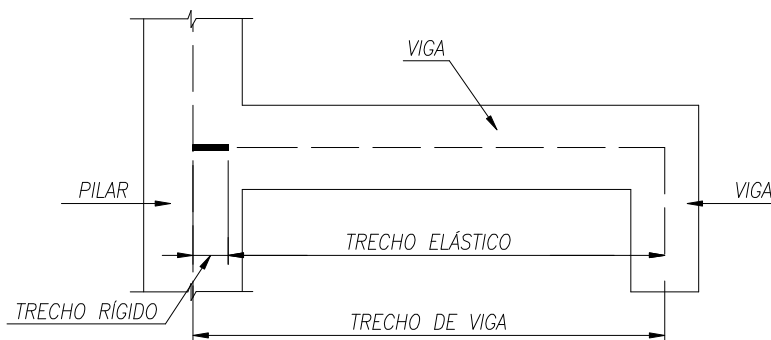


FIGURA 4.14 – Trecho de Uma Viga que se Apóia em Uma Extremidade em Pilar e na Outra Extremidade em Viga

Os trechos de vigas que se apóiam nas duas extremidades em vigas são, em geral, constituídos de um trecho elástico, conforme FIG.4.15.

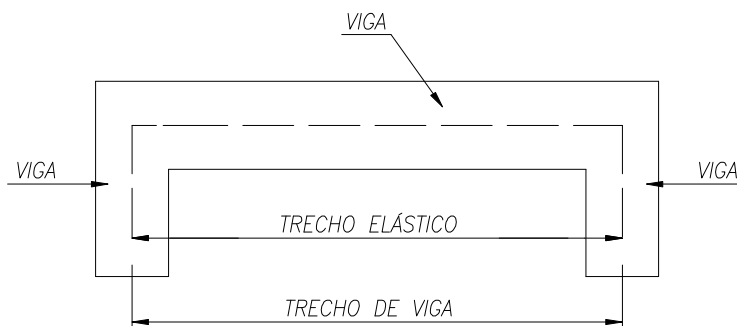


FIGURA 4.15 – Trecho de Uma Viga que se Apóia nas Duas Extremidades em Vigas

No caso dos pilares, o trecho entre os planos médios das lajes de dois andares em seqüência, é considerado como o trecho elástico do pilar, conforme FIG.4.16.

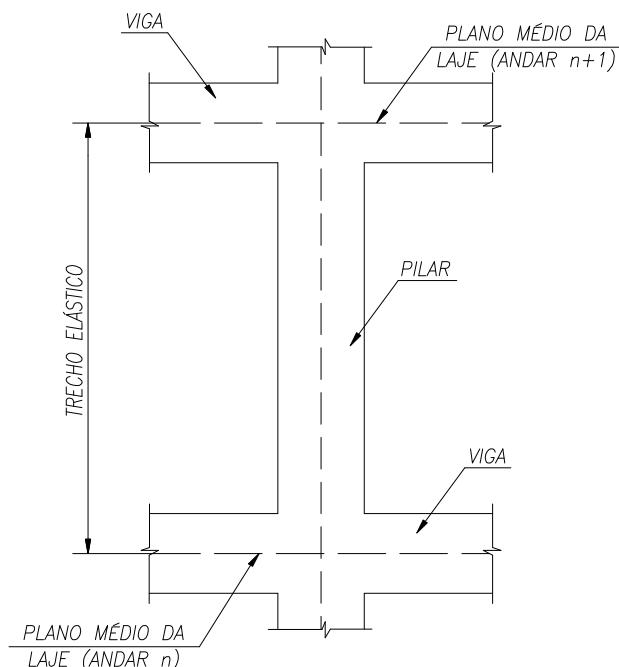


FIGURA 4.16 – Trecho de Um Pilar Entre Dois Andares

4.1.5 – Diafragma Rígido

O diafragma rígido é uma lâmina (membrana) fictícia de espessura nula que tem rigidez infinita no seu plano, mas rigidezes à flexão e torção nulas (FIG.4.17). Este diafragma, quando submetido à ação de forças de membrana, não se deforma.

Excetuando-se os casos em que as lajes apresentam rebaixos, aberturas de grandes dimensões ou aquelas em que o pavimento tem, em planta, uma das dimensões bastante superior à outra (relação de aspecto alta), pode-se substituir as lajes por diafragmas rígidos, em modelos simplificados de edifícios altos. Neste caso os diafragmas rígidos são responsáveis pela manutenção da forma original em planta das lajes. Conseqüentemente são também responsáveis pela compatibilização dos deslocamentos laterais de todos os pontos pertencentes ao plano médio da laje. Além disto, os diafragmas rígidos garantem a distribuição das ações horizontais entre os vários painéis de contraventamento da estrutura.

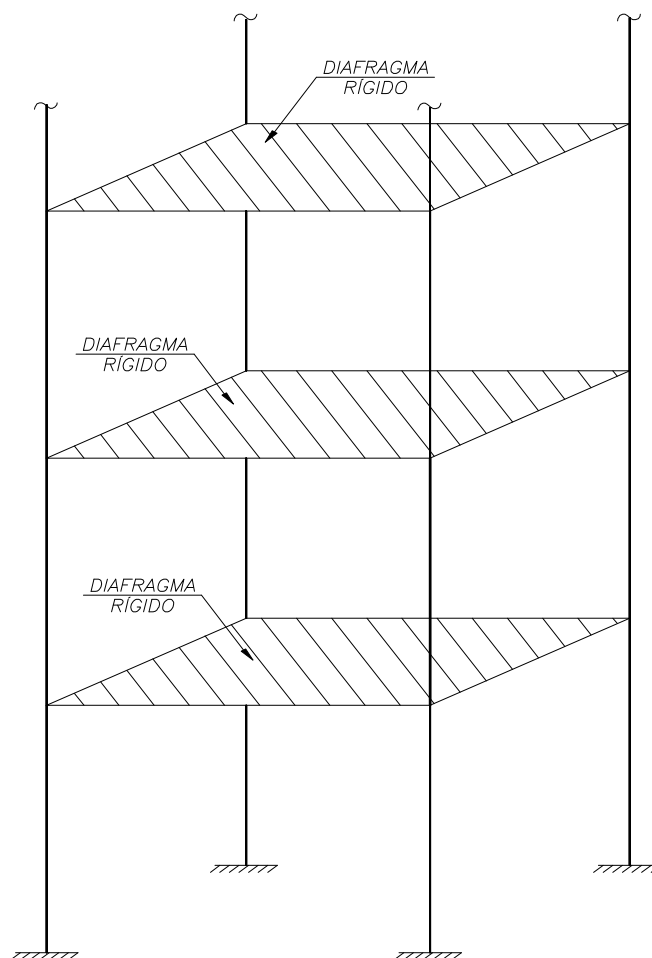


FIGURA 4.17 – Diafragmas Rígidos

Sob o ponto de vista da resolução numérica há expressiva redução do número de graus de liberdade envolvidos na análise, pois a hipótese adotada do diafragma rígido compatibiliza os deslocamentos u_x , u_y e θ_z no plano do diafragma através de relações cinemáticas de corpo rígido. Note-se, também, que para posicionar o diafragma rígido no plano xy , são necessários apenas os deslocamentos u_x , u_y e θ_z (FIG.4.18).

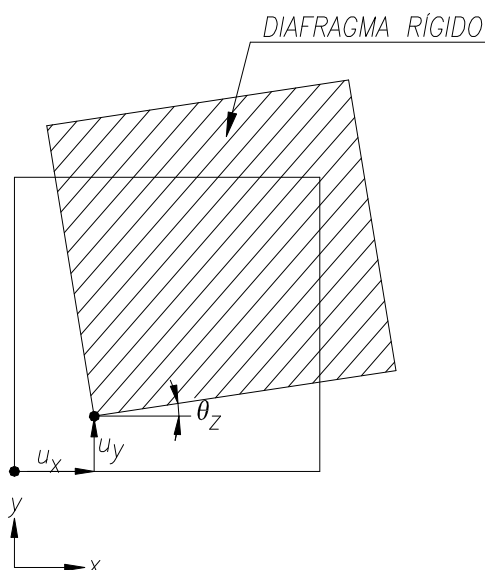


FIGURA 4.18 – Deslocamentos u_x , u_y e θ_z

4.2 – Discretização da Estrutura

Como já mencionado anteriormente, são utilizados elementos de barra FRAME para modelar as vigas e os pilares e são utilizados elementos de casca SHELL para modelar as lajes.

Os pilares são modelados por um elemento de barra por pé-direito, com comprimento de 3 metros, as vigas são modeladas por vários elementos de barra com 50 cm de comprimento cada e as lajes são modeladas por vários elementos de casca com dimensões de 50 cm x 50 cm cada. As dimensões dos elementos utilizados nessa discretização foram definidas considerando-se a experiência adquirida na modelagem de estruturas similares.

Têm-se um total de 15 pilares na estrutura. Como estes pilares são modelados por um elemento de barra por pé-direito, têm-se portanto, 15 elementos de barra por andar. Sendo 16 o número de andares, o modelo utiliza 240 elementos de barra para modelar os pilares.

A malha de elementos utilizada na discretização das lajes e vigas do 1º ao 15º andar é mostrada na FIG. 4.19. São utilizados 1189 nós, 328 elementos de barra e 1088 elementos de casca por andar.

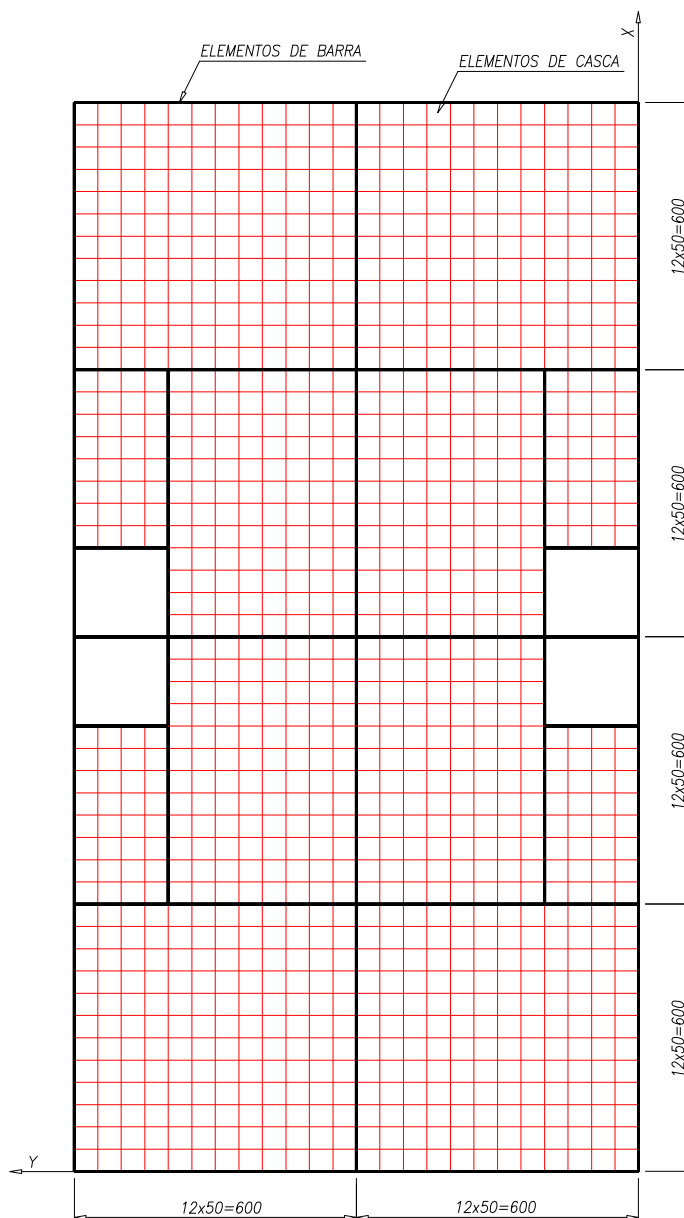


FIGURA 4.19 - Representação Esquemática da Malha de Elementos Finitos Utilizada na Discretização das Lajes e Vigas do 1º ao 15º Andar (Cotas em Centímetro)

A malha de elementos utilizada na discretização da laje e vigas do 16º andar é mostrada na FIG. 4.20. São utilizados 1225 nós, 264 elementos de barra e 1152 elementos de casca.

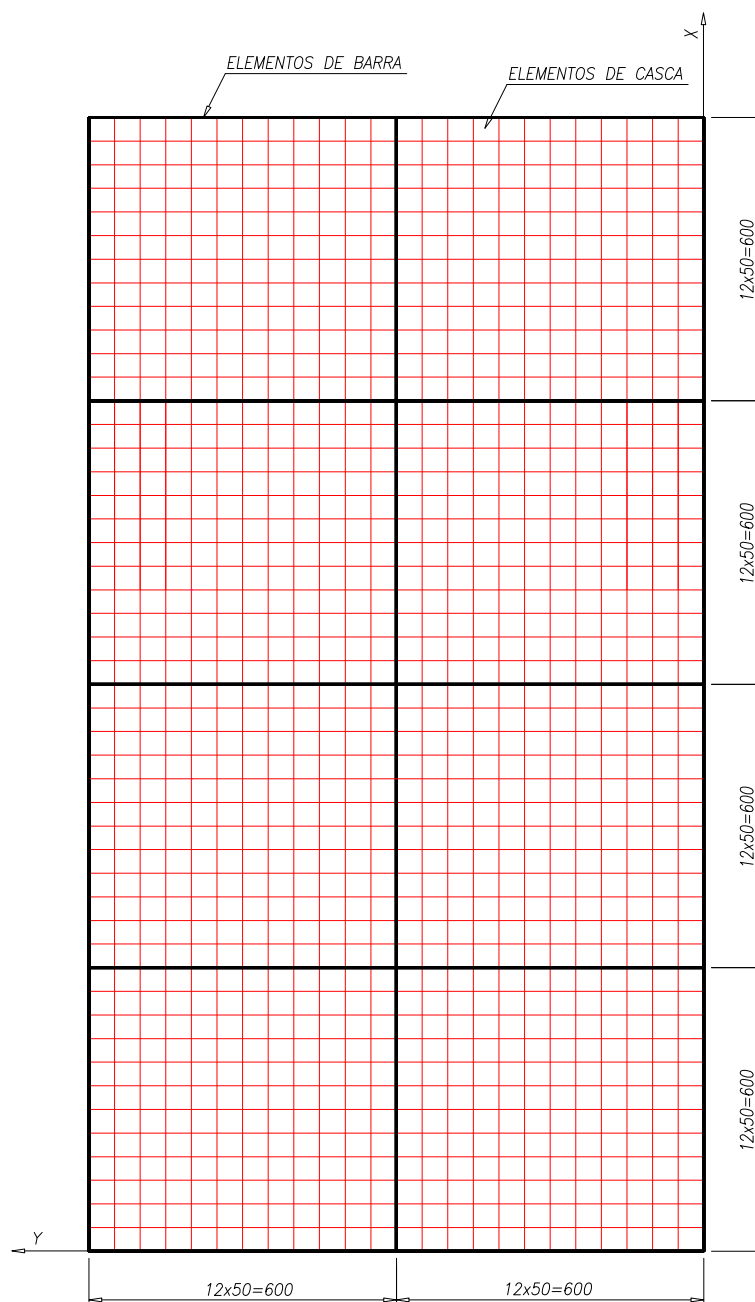


FIGURA 4.20 - Representação Esquemática da Malha de Elementos Finitos Utilizada na Discretização da Laje e Vigas do 16º Andar (Cotas em Centímetro)

A estrutura completa tem um total de:

- a) 19075 nós;
- b) 5424 elementos de barra;
- c) 17471 elementos de casca.

Na FIG.4.21 é mostrada a modelagem da estrutura completa.

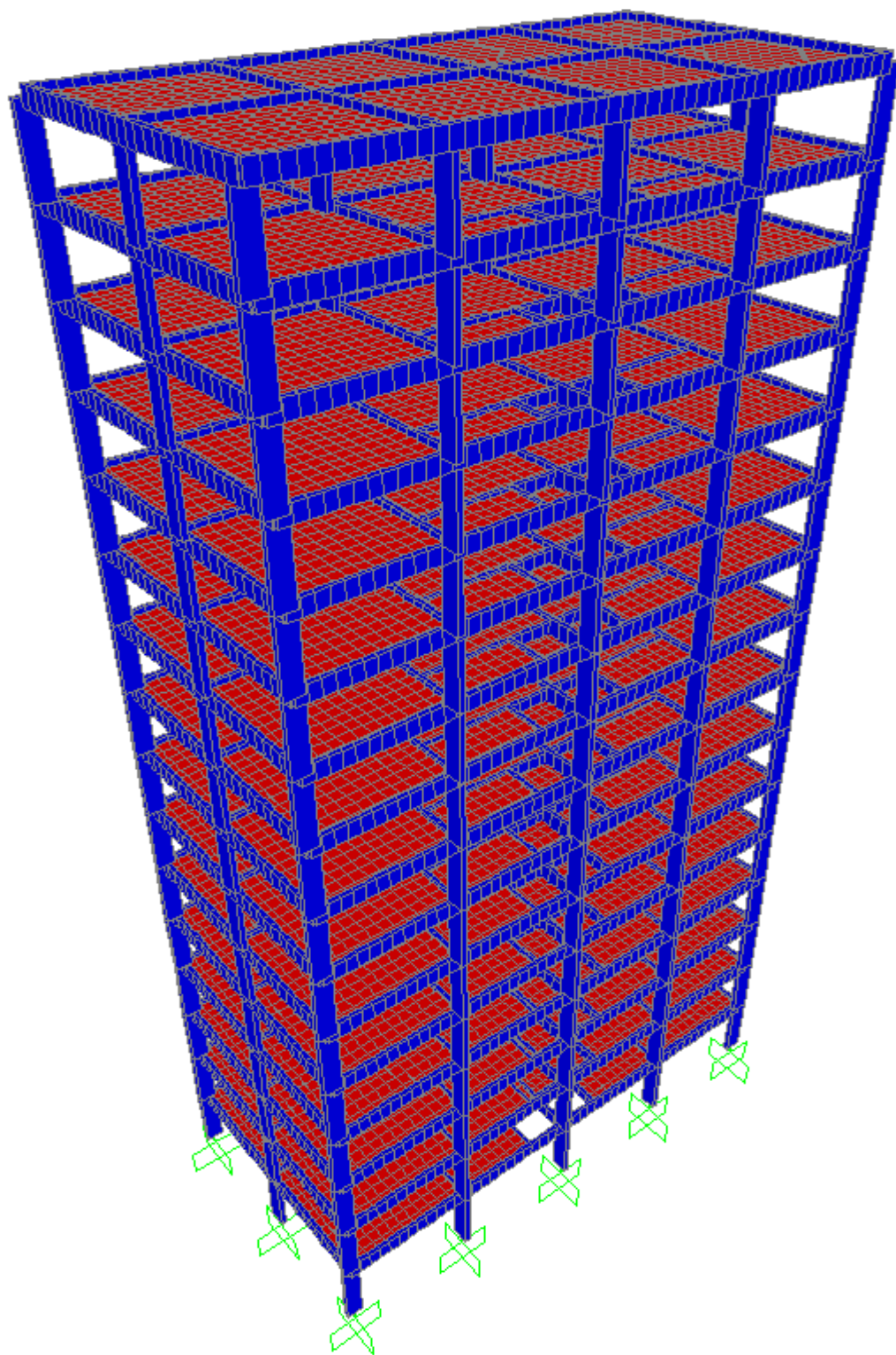


FIGURA 4.21 - Modelagem da Estrutura Completa

4.3 – Carregamento Horizontal

Conforme apresentado em COSTA (2003), o carregamento horizontal é proveniente da ação do vento na região de Belo Horizonte, Minas Gerais e foi calculado automaticamente pelo programa TQS em função de parâmetros previamente estabelecidos, de acordo com a NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.

Na FIG. 4.22 são apresentadas as forças equivalentes à ação do vento em cada andar na direção Y e, na FIG. 4.23, são apresentadas as forças equivalentes à ação do vento em cada andar na direção X.

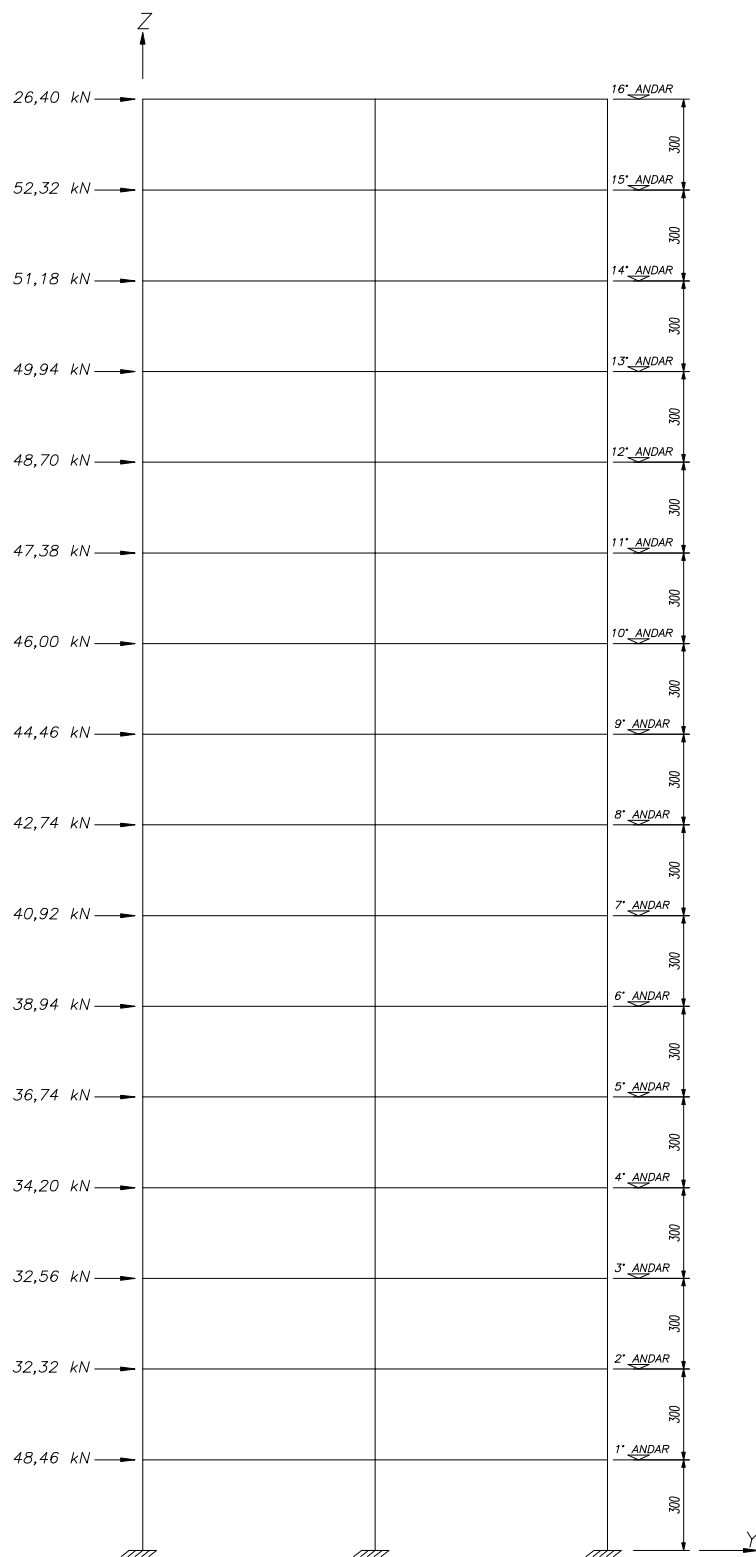


FIGURA 4.22 – Forças Equivalentes à Ação do Vento em Cada Andar, na Direção Y

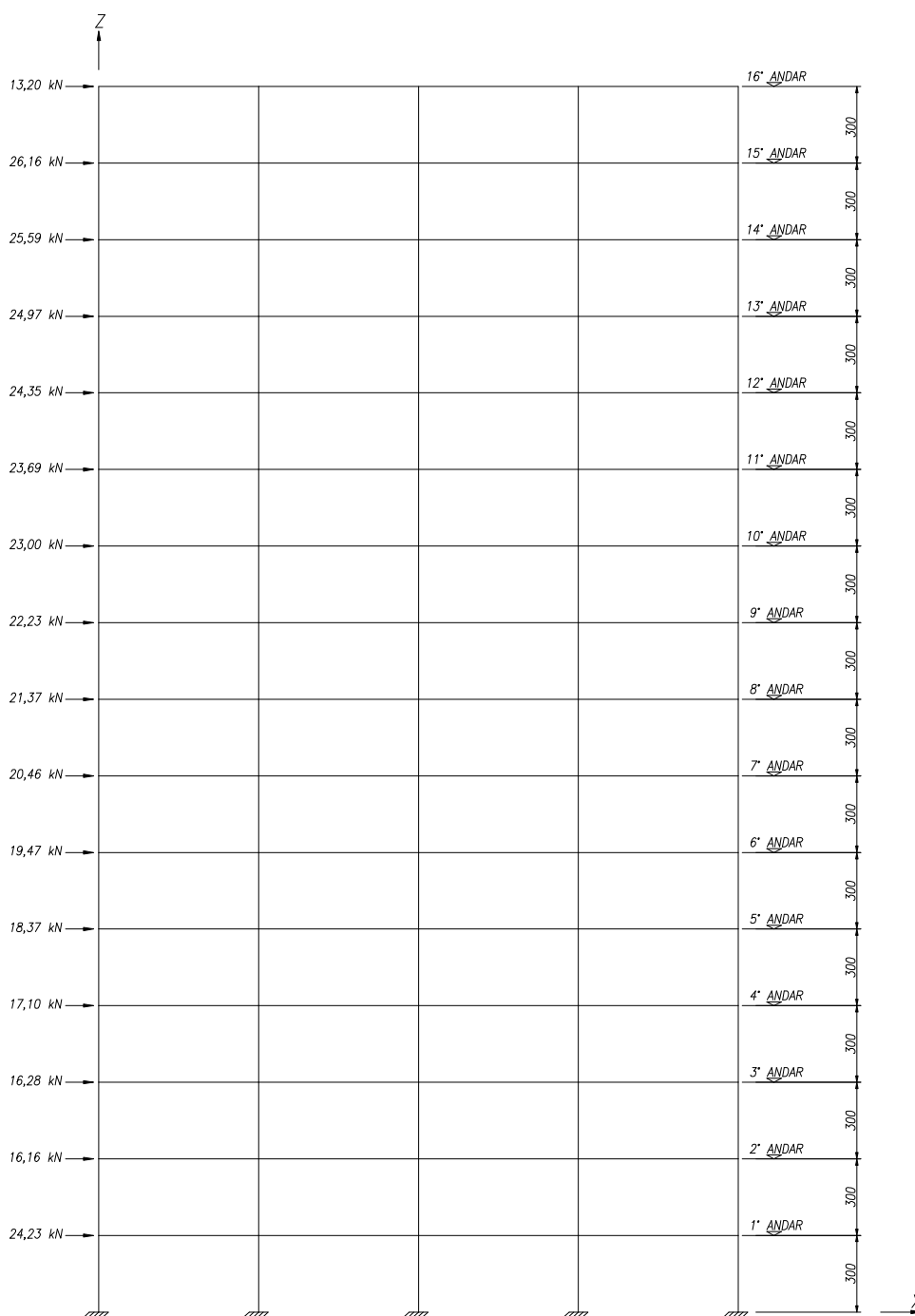


FIGURA 4.23 – Forças Equivalentes à Ação do Vento em Cada Andar, na Direção X

Na FIG. 4.24 são apresentados os pontos de aplicação das forças equivalentes à ação do vento nos andares, nas direções Y e X. Na TAB. 4.1 são apresentados os valores destas forças em cada andar, nas direções Y e X.

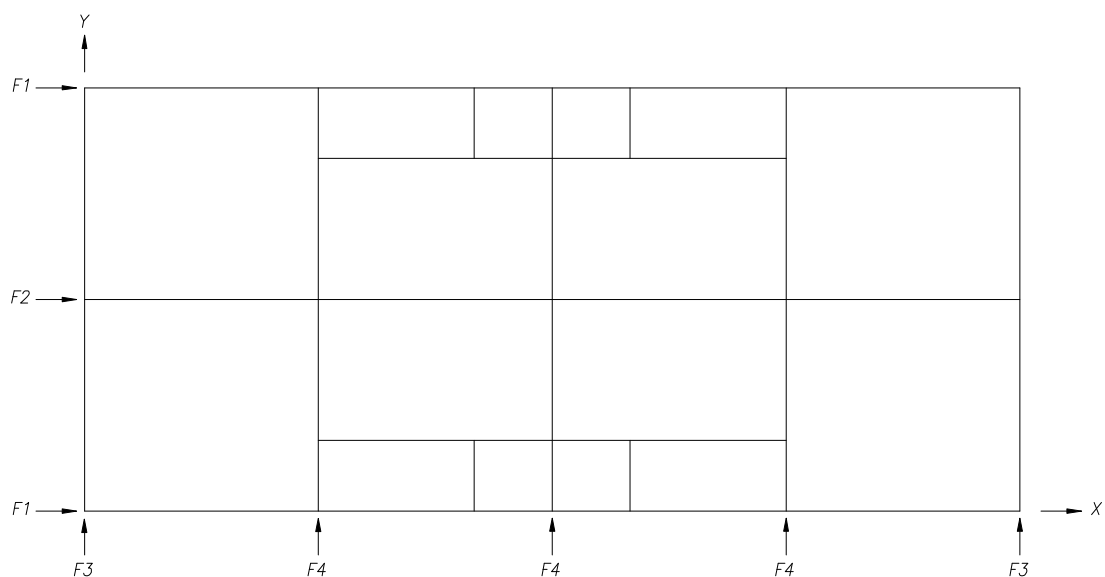


FIGURA 4.24 – Pontos de Aplicação das Forças Horizontais nos Andares, nas Direções Y (F3 e F4) e X (F1 e F2)

TABELA 4.1 – Forças Horizontais nos Andares do Edifício

ANDAR	FORÇA HORIZONTAL (kN)			
	F1	F2	F3	F4
1 ^o	6,0575	12,1150	6,0575	12,1150
2 ^o	4,0400	8,0800	4,0400	8,0800
3 ^o	4,0700	8,1400	4,0700	8,1400
4 ^o	4,2750	8,5500	4,2750	8,5500
5 ^o	4,5925	9,1850	4,5925	9,1850
6 ^o	4,8675	9,7350	4,8675	9,7350
7 ^o	5,1150	10,2300	5,1150	10,2300
8 ^o	5,3425	10,6850	5,3425	10,6850
9 ^o	5,5575	11,1150	5,5575	11,1150
10 ^o	5,7500	11,5000	5,7500	11,5000
11 ^o	5,9225	11,8450	5,9225	11,8450
12 ^o	6,0875	12,1750	6,0875	12,1750
13 ^o	6,2425	12,4850	6,2425	12,4850
14 ^o	6,3975	12,7950	6,3975	12,7950
15 ^o	6,5400	13,0800	6,5400	13,0800
16 ^o	3,3000	6,6000	3,3000	6,6000

4.4 – Carregamento Vertical

É adotada uma carga vertical uniformemente distribuída de 12 kN/m^2 em todas as lajes do edifício. Este valor de carga é considerado um valor médio para as cargas permanentes somadas à sobrecarga.

Considerando-se que a carga atua na área compreendida entre os eixos das vigas de cada andar, têm-se à seguir o cálculo das cargas verticais totais por andar:

- a) 1° ao 15° andar: a área do andar é 272 m^2 , portanto, a carga vertical total por andar é 3264 kN ;

- b) 16° andar: a área do andar é 288 m^2 , portanto, a carga vertical total é 3456 kN .

5

MODELOS ESTRUTURAIS ANALISADOS

Neste capítulo descrevem-se os quatro modelos estruturais utilizados na análise da estrutura descrita no capítulo 3. Esses modelos são os seguintes:

- a) modelo 1;
- b) modelo 2;
- c) modelo 3;
- d) modelo 4.

5.1 – Modelo 1

No modelo 1, só está presente o elemento de barra FRAME. Os pilares e as vigas são modelados com este elemento. As lajes não são modeladas com elementos de casca SHELL, porém, são consideradas diafragmas rígidos em cada andar. No programa SAP2000 o comando DIAPHRAGM CONSTRAINT é matematicamente equivalente à criação dos diafragmas rígidos.

Como os elementos de casca SHELL não estão presentes para modelarem as lajes e fazerem a transmissão das cargas verticais para as vigas, as reações de apoio verticais

nas vigas são calculadas através do cálculo elástico de lajes conforme KALMANOK (1961).

O trecho elástico das vigas é considerado de eixo a eixo dos pilares.

5.2 – Modelo 2

No modelo 2, os pilares e as vigas são modelados com elementos de barra FRAME e as lajes são modeladas com elementos de casca SHELL. Neste modelo não estão presentes, portanto, os diafragmas rígidos utilizados no modelo anterior.

O trecho elástico das vigas é considerado de eixo a eixo dos pilares.

O eixo das vigas é considerado no plano médio da laje.

Como os elementos de casca SHELL estão presentes para modelarem as lajes, a transmissão das cargas verticais para as vigas é feita automaticamente pelo programa SAP2000.

5.3 – Modelo 3

No modelo 3, os pilares e as vigas são modelados com elementos de barra FRAME e as lajes são modeladas com elementos de casca SHELL.

O trecho elástico das vigas não é definido de eixo a eixo dos pilares, pois há a consideração do trecho rígido na ligação dos elementos de barra que modelam as vigas com os elementos de barra que modelam os pilares. O cálculo do comprimento do trecho rígido é feito conforme apresentado anteriormente no item 4.1.4. No programa SAP2000 o comando END OFFSET é matematicamente equivalente à criação dos trechos rígidos.

A FIG. 5.1 mostra o trecho rígido e o trecho elástico em vigas de 70 centímetros de altura que se apóiam em pilares de 80 centímetros nas duas extremidades. A distância entre o eixo do pilar e sua face é de 40 centímetros. Portanto, o valor do comprimento do trecho rígido, interno aos pilares, é dado pela Eq. 5.1:

$$\text{Trecho Rígido} = 40 - 0,3 \times 70 = 19\text{cm} \quad (5.1)$$

Considerando-se que a distância entre os eixos dos pilares é 600 centímetros, conclui-se que o comprimento do trecho elástico é 562 centímetros.

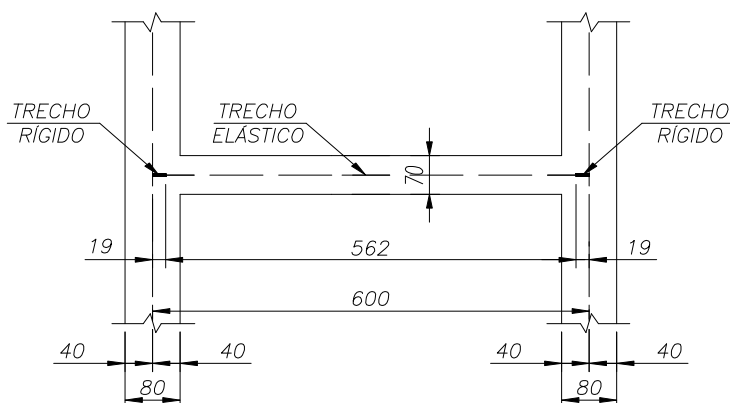


FIGURA 5.1 – Trecho Rígido e Trecho Elástico em Vigas de 70 Centímetros que se Apoiam em Pilares de 80cm nas Duas Extremidades (Medidas em Centímetro)

A FIG. 5.2 mostra o trecho rígido e o trecho elástico em vigas de 70 centímetros de altura que se apóiam em pilar de 80 centímetros em uma extremidade e pilar de 25 centímetros na outra extremidade. Para o pilar de 80 centímetros, a distância entre o eixo do pilar e sua face é de 40 centímetros e para o pilar de 25 centímetros, a distância entre o eixo do pilar à sua face é de 12,5 centímetros. Portanto, o valor do comprimento do trecho rígido, interno ao pilar de 80 centímetros, é dado pela Eq. 5.2 e o valor do comprimento do trecho rígido, interno ao pilar de 25 centímetros, é dado pela Eq. 5.3:

$$\text{Trecho Rígido} = 40 - 0,3 \times 70 = 19\text{cm} \quad (5.2)$$

$$\text{Trecho Rígido} = 12,5 - 0,3 \times 70 = -9,5\text{cm} \quad (5.3)$$

Como o valor do comprimento do trecho rígido calculado na Eq. 5.3 é negativo deve-se, neste caso, adotar o valor zero. Assim sendo, o comprimento do trecho elástico é 581 centímetros.

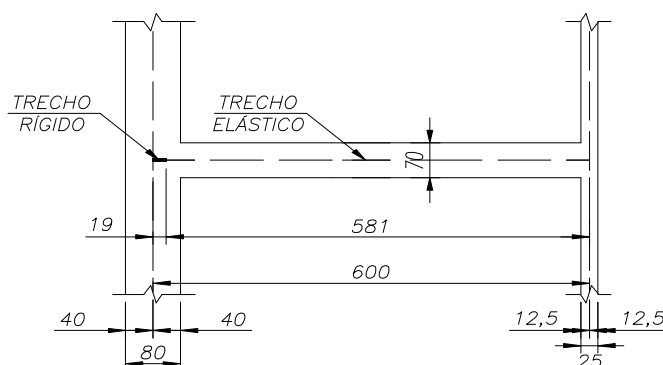


FIGURA 5.2 – Trecho Rígido e Trecho Elástico em Vigas de 70 Centímetros que se Apoiam em Pilar de 80cm em Uma Extremidade e Pilar de 25cm na Outra Extremidade (Medidas em Centímetro)

A FIG. 5.3 mostra o trecho rígido e o trecho elástico em vigas de 70 centímetros de altura que se apóiam em pilares de 25 centímetros nas duas extremidades. A distância entre o eixo do pilar e sua face é de 12,5 centímetros. Portanto, o valor do comprimento do trecho rígido, interno aos pilares, é dado pela Eq. 5.4:

$$\text{Trecho Rígido} = 12,5 - 0,3 \times 70 = -9,5\text{cm} \quad (5.4)$$

Novamente, o valor encontrado é negativo. Portanto, deve-se adotar o valor zero. Consequentemente, o comprimento do trecho elástico é 600 centímetros.

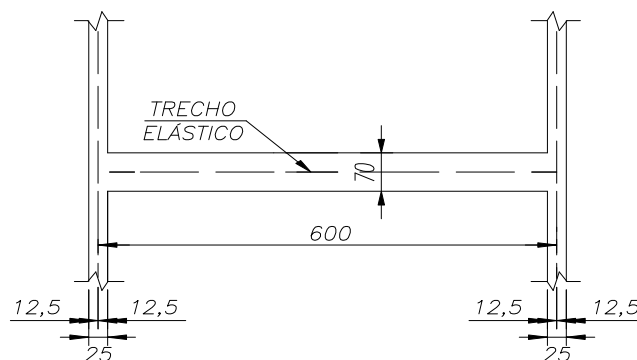


FIGURA 5.3 – Trecho Rígido e Trecho Elástico em Vigas de 70 Centímetros que se Apoiam em Pilares de 25cm nas Duas Extremidades (Medidas em Centímetro)

Neste modelo, o eixo das vigas também é considerado no plano médio da laje.

Como os elementos de casca SHELL estão presentes para modelarem as lajes, a transmissão das cargas verticais para as vigas é feita automaticamente pelo programa SAP2000.

5.4 – Modelo 4

No modelo 4, os pilares e as vigas são modelados com elementos de barra FRAME e as lajes são modeladas com elementos de casca SHELL.

É considerado o trecho rígido na ligação dos elementos de barra que modelam as vigas com os elementos de barra que modelam os pilares, sendo adotados os mesmos cálculos realizados no item 5.3.

O eixo das vigas não é considerado no plano médio da laje, havendo a definição do OFFSET nos elementos de barra que modelam as mesmas, de acordo com a altura da seção transversal de cada viga. No programa SAP2000 o comando INSERTION POINT é matematicamente equivalente à criação das conexões OFFSET.

No caso das vigas com 70 cm de altura, o OFFSET é de 30 cm e no caso das vigas com 50 cm de altura, o OFFSET é de 20 cm, conforme mostrado na FIG. 5.4.

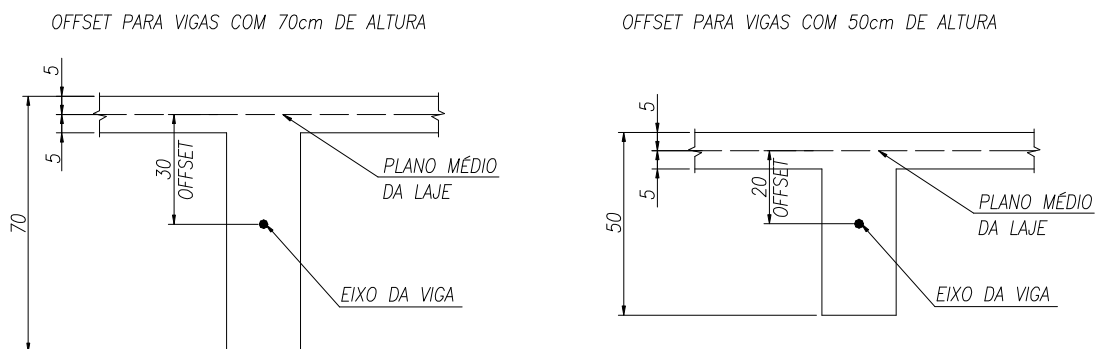


FIGURA 5.4 – OFFSET nos Elementos de Barra das Vigas (Medidas em Centímetro)

Como os elementos de casca SHELL estão presentes para modelar as lajes, a transmissão das cargas verticais para as vigas é feita automaticamente pelo programa SAP2000.

6

COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS 1, 2, 3 E 4 SUJEITOS AO CARREGAMENTO HORIZONTAL

Neste capítulo analisam-se e comparam-se resultados obtidos através dos quatro modelos estruturais 1, 2, 3 e 4 submetidos ao carregamento horizontal.

Os resultados analisados e comparados são:

- a) deslocamentos laterais do edifício, ao longo de sua altura;
- b) índice de deslocabilidade lateral (IDL);
- c) reações de apoio verticais ao nível da fundação;
- d) esforços solicitantes em elementos de viga, ao longo da altura do edifício;
- e) tensões solicitantes em elementos de casca, ao longo da altura do edifício.

Nas letras “a” e “b”, são analisados e comparados resultados devido à atuação dos carregamentos horizontais nas direções Y e X;

Nas letras “c”, “d” e “e”, são analisados e comparados resultados devido à atuação do carregamento horizontal na direção Y.

6.1 – Deslocamentos Laterais do Edifício ao Longo de Sua Altura

Os primeiros resultados a serem comparados são os deslocamentos laterais do edifício ao longo de sua altura, em todos os andares, nas direções Y e X. Os deslocamentos laterais na direção Y são provocados somente por forças horizontais na direção Y e os deslocamentos laterais na direção X são provocados somente por forças horizontais na direção X.

A TAB. 6.1 apresenta os valores dos deslocamentos laterais na direção Y, provocados pelas forças horizontais na direção Y e a TAB. 6.2 apresenta os valores dos deslocamentos laterais na direção X, provocados pelas forças horizontais na direção X.

Em cada andar do modelo 1, tanto na direção Y, quanto na direção X, os valores dos deslocamentos laterais de todos os pontos dos andares são os mesmos, devido à consideração do diafragma rígido.

Nos modelos 2, 3 e 4, apesar da não consideração do diafragma rígido, ocorreu o mesmo que no modelo 1, até a casa decimal apresentada nos valores dos deslocamentos.

TABELA 6.1 – Deslocamentos Laterais ao Longo da Altura do Edifício na Direção Y
(cm)

ANDAR	MODELO			
	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
FUNDAÇÃO	0,00	0,00	0,00	0,00
1°	0,15	0,14	0,13	0,12
2°	0,40	0,39	0,36	0,29
3°	0,67	0,65	0,59	0,46
4°	0,94	0,92	0,83	0,63
5°	1,19	1,17	1,05	0,80
6°	1,44	1,41	1,27	0,96
7°	1,68	1,64	1,48	1,12
8°	1,90	1,85	1,67	1,27
9°	2,10	2,05	1,85	1,41
10°	2,28	2,23	2,02	1,54
11°	2,45	2,40	2,17	1,66
12°	2,60	2,54	2,30	1,76
13°	2,72	2,66	2,41	1,86
14°	2,83	2,77	2,51	1,94
15°	2,91	2,85	2,59	2,01
16°	2,98	2,92	2,65	2,07

TABELA 6.2 – Deslocamentos Laterais ao Longo da Altura do Edifício na Direção X
(cm)

ANDAR	MODELO			
	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
FUNDAÇÃO	0,00	0,00	0,00	0,00
1°	0,14	0,14	0,13	0,11
2°	0,35	0,35	0,34	0,29
3°	0,57	0,57	0,55	0,46
4°	0,79	0,78	0,75	0,63
5°	0,99	0,98	0,95	0,79
6°	1,18	1,17	1,13	0,94
7°	1,36	1,34	1,30	1,08
8°	1,52	1,50	1,46	1,21
9°	1,67	1,65	1,60	1,33
10°	1,80	1,78	1,73	1,44
11°	1,91	1,89	1,84	1,54
12°	2,01	1,99	1,93	1,62
13°	2,09	2,07	2,01	1,69
14°	2,16	2,13	2,07	1,74
15°	2,20	2,18	2,12	1,78
16°	2,23	2,21	2,15	1,81

Com os dados da TAB 6.1, faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG. 6.1 e com os dados da TAB. 6.2, faz-se o gráfico comparativo mostrado na FIG. 6.2.

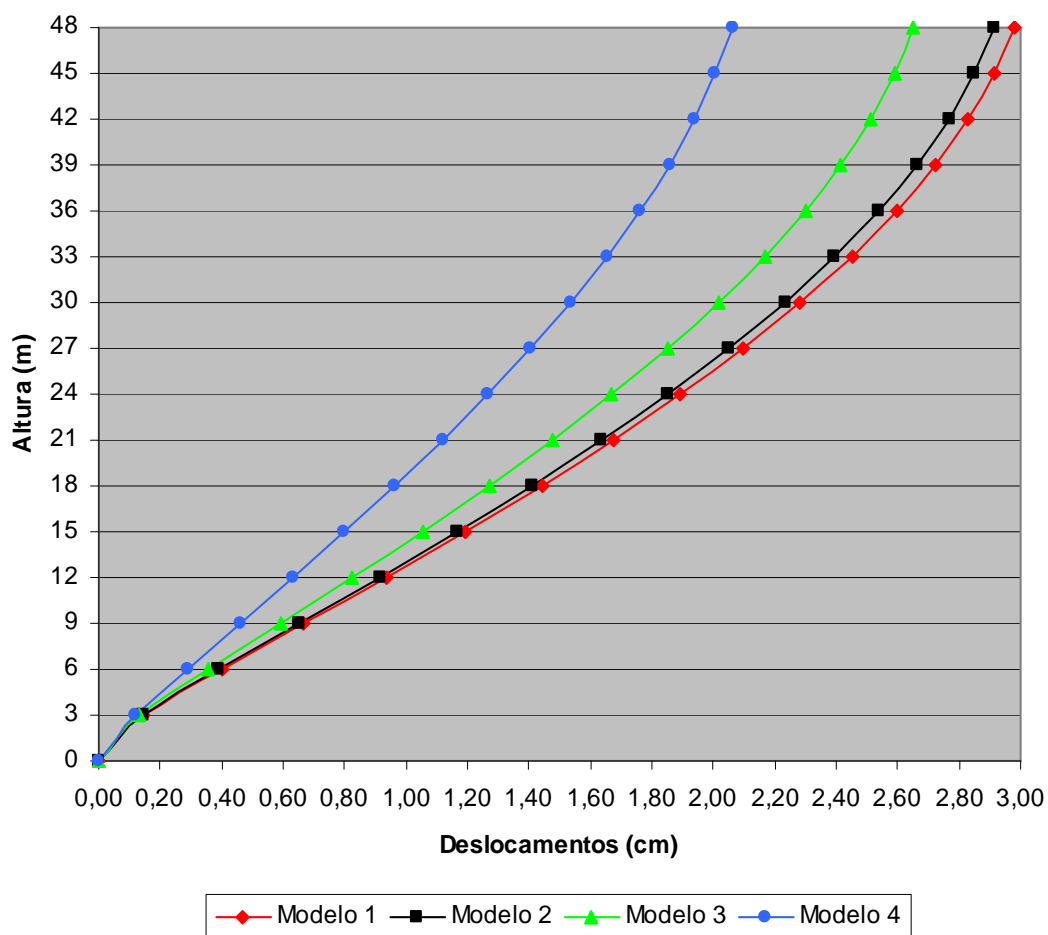


FIGURA 6.1 – Gráfico Comparativo Para os Deslocamentos Laterais na Direção Y ao Longo da Altura do Edifício

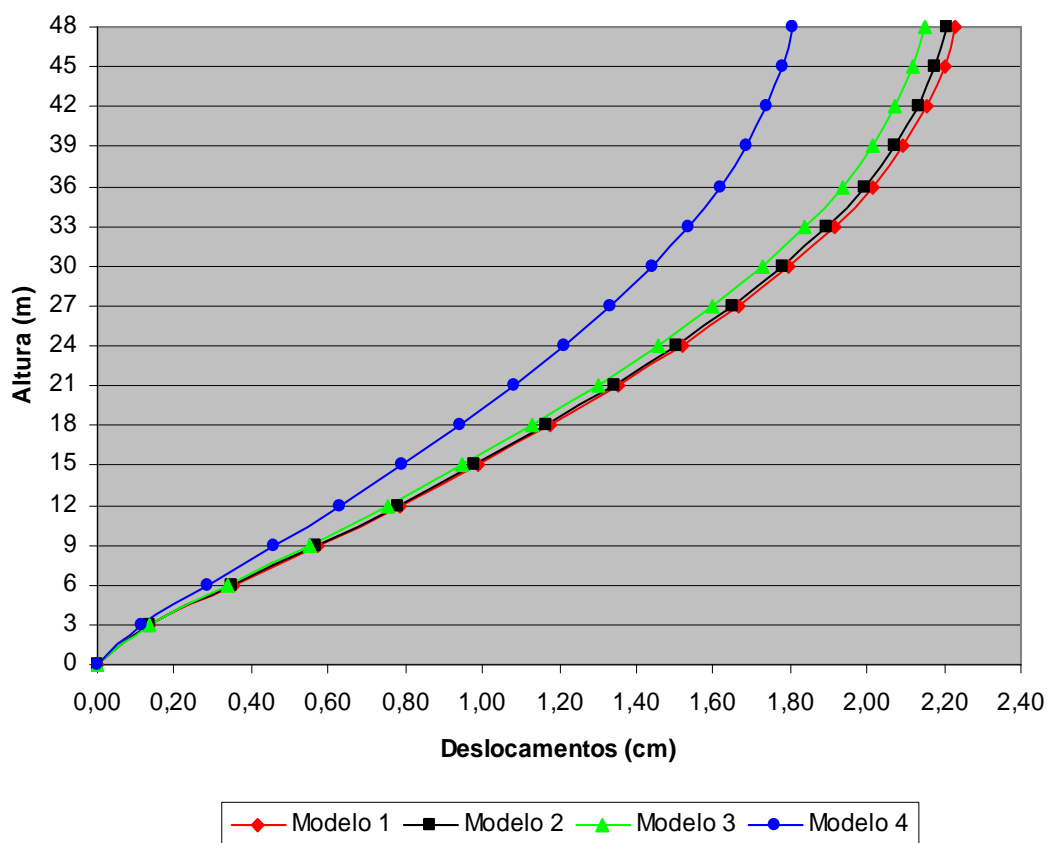


FIGURA 6.2 – Gráfico Comparativo Para os Deslocamentos Laterais na Direção X ao Longo da Altura do Edifício

Analisando-se as TAB. 6.1 e 6.2, verifica-se o seguinte:

- a) os modelos 1 e 2 apresentam resultados muito próximos, mostrando que a modelagem da laje como diafragma rígido está bem próxima da modelagem da laje com elementos de casca, quando se trata de cargas horizontais conforme mostrado neste trabalho;
- b) a estrutura fica mais rígida na ordem crescente da numeração dos modelos analisados.

Para mostrar o módulo da variação percentual, em relação ao modelo 1, dos deslocamentos laterais em cada um dos modelos analisados, utiliza-se a Eq.6.1:

$$\Delta d\% = \frac{|d_i - d_1|}{d_1} \times 100 \quad (6.1)$$

onde:

$\Delta d\%$ representa o módulo da variação percentual (redução) dos deslocamentos laterais em relação ao modelo 1;

d_i representa o valor dos deslocamentos laterais do modelo i ($i = 2, 3$ ou 4);

d_1 representa o valor dos deslocamentos laterais do modelo 1.

As TAB. 6.3 e 6.4 mostram os módulos das variações percentuais (reduções), em relação ao modelo 1, dos deslocamentos laterais dos modelos 2, 3 e 4, nas direções Y e X, respectivamente.

TABELA 6.3 – Módulo da Variação Percentual (Redução), em Relação ao Modelo 1, dos Deslocamentos Laterais - Direção Y

ANDAR	$\Delta d\%$ - DIREÇÃO Y		
	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
FUNDAÇÃO	0,00	0,00	0,00
1º	6,67	13,33	20,00
2º	2,50	10,00	27,50
3º	2,99	11,94	31,34
4º	2,13	11,70	32,98
5º	1,68	11,76	32,77
6º	2,08	11,81	33,33
7º	2,38	11,90	33,33
8º	2,63	12,11	33,16
9º	2,38	11,90	32,86
10º	2,19	11,40	32,46
11º	2,04	11,43	32,24
12º	2,31	11,54	32,31
13º	2,21	11,40	31,62
14º	2,12	11,31	31,45
15º	2,06	11,00	30,93
16º	2,01	11,07	30,54

TABELA 6.4 – Módulo da Variação Percentual (Redução), em Relação ao Modelo 1, dos Deslocamentos Laterais - Direção X

ANDAR	$\Delta d\%$ - DIREÇÃO X		
	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
FUNDAÇÃO	0,00	0,00	0,00
1º	0,00	7,14	21,43
2º	0,00	2,86	17,14
3º	0,00	3,51	19,30
4º	1,27	5,06	20,25
5º	1,01	4,04	20,20
6º	0,85	4,24	20,34
7º	1,47	4,41	20,59
8º	1,32	3,95	20,39
9º	1,20	4,19	20,36
10º	1,11	3,89	20,00
11º	1,05	3,66	19,37
12º	1,00	3,98	19,40
13º	0,96	3,83	19,14
14º	1,39	4,17	19,44
15º	0,91	3,64	19,09
16º	0,90	3,59	18,83

Analisando-se as TAB. 6.3 e 6.4, verifica-se o seguinte:

a) para o modelo 2, as variações percentuais dos deslocamentos laterais são pequenas, em relação ao modelo 1; o módulo máximo das variações percentuais para os deslocamentos laterais, em relação ao modelo 1, na direção Y é de 6,67% e ocorre no 1º andar; o módulo máximo das variações percentuais para os deslocamentos laterais, em relação ao modelo 1, na direção X é de 1,47% e ocorre no 7º andar;

b) para o modelo 3, o módulo máximo das variações percentuais para os deslocamentos laterais, em relação ao modelo 1, na direção Y é de 13,33% e ocorre no 1º andar; o módulo máximo das variações percentuais para os deslocamentos laterais, em relação ao modelo 1, na direção X é de 7,14% e ocorre no 1º andar;

c) para o modelo 4, o módulo máximo das variações percentuais para os deslocamentos laterais, em relação ao modelo 1, na direção Y é de 33,33% e ocorre no 6º e 7º andares; o módulo máximo das variações percentuais para os deslocamentos laterais, em relação ao modelo 1, na direção X é de 21,43% e ocorre no 1º andar;

6.2 – Índice de Deslocabilidade Lateral (IDL)

Conhecendo-se os valores dos deslocamentos laterais no topo do edifício (16º andar), pode-se determinar o índice de deslocabilidade lateral (IDL) do edifício, que é obtido através da Eq. 6.2:

$$IDL = \frac{\Delta_{topo}}{H} = \frac{1}{H / \Delta_{topo}} \quad (6.2)$$

onde:

IDL representa o índice de deslocabilidade lateral do edifício;

Δ_{topo} representa o deslocamento lateral no topo do edifício;

H representa a altura total do edifício.

A TAB. 6.5 apresenta os valores do IDL para cada modelo, nas direções Y e X.

TABELA 6.5 – Índice de Deslocabilidade Lateral do Edifício, para Cada Modelo, nas Direções Y e X

MODELO	IDL	
	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO X
MODELO 1	1 / 1611	1 / 2152
MODELO 2	1 / 1644	1 / 2172
MODELO 3	1 / 1811	1 / 2233
MODELO 4	1 / 2319	1 / 2652

Observa-se que o IDL para todos os modelos é inferior a 1 / 500, índice clássico de referência encontrado em diversas fontes bibliográficas. Este índice de 1 / 500 representa um limite no qual pode-se considerar a rigidez lateral do edifício como aceitável. Se o IDL for superior a 1 / 500, deve-se aumentar a rigidez lateral do edifício.

Os valores do IDL encontrados para os modelos 2, 3 e 4 são inferiores aos valores do IDL encontrados para o modelo 1, portanto, os modelos 2, 3 e 4 são mais rígidos do que o modelo 1, que é o mais utilizado em escritórios de projetos.

6.3 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação

São analisados neste item, os valores das reações de apoio verticais dos pilares ao nível da fundação, para os quatro modelos analisados, devido às cargas horizontais na direção Y. Estas reações podem ser vistas na TAB. 6.6.

TABELA 6.6 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação, Devido às Cargas Horizontais na Direção Y (kN)

REAÇÕES DE APOIO VERTICAIS NA FUNDAÇÃO - DIREÇÃO Y(kN)							
MODELO	PILAR						
	P1=P5	P2=P4	P3	P11=P15	P12=P14	P13	P6 A P10
Modelo 1	231,03	291,27	301,42	-231,03	-291,27	-301,42	0,00
Modelo 2	229,37	293,39	301,85	-229,37	-293,39	-301,85	0,00
Modelo 3	223,31	298,67	309,32	-223,31	-298,67	-309,32	0,00
Modelo 4	224,64	308,75	300,62	-224,64	-308,75	-300,62	0,00

Observa-se que as reações de apoio dos pilares P1 e P5 têm valores iguais às reações de apoio dos pilares P11 e P15, porém com sentido inverso. O mesmo é válido para os pilares P2 e P4 com os pilares P12 e P14 e para o pilar P3 com o pilar P13. O valor das reações de apoio dos pilares P6 a P10 é zero, pois os mesmos estão no eixo de simetria da estrutura. Com os dados da TAB. 6.6, faz-se o gráfico comparativo para os pilares P1 a P5, mostrado na FIG. 6.3.

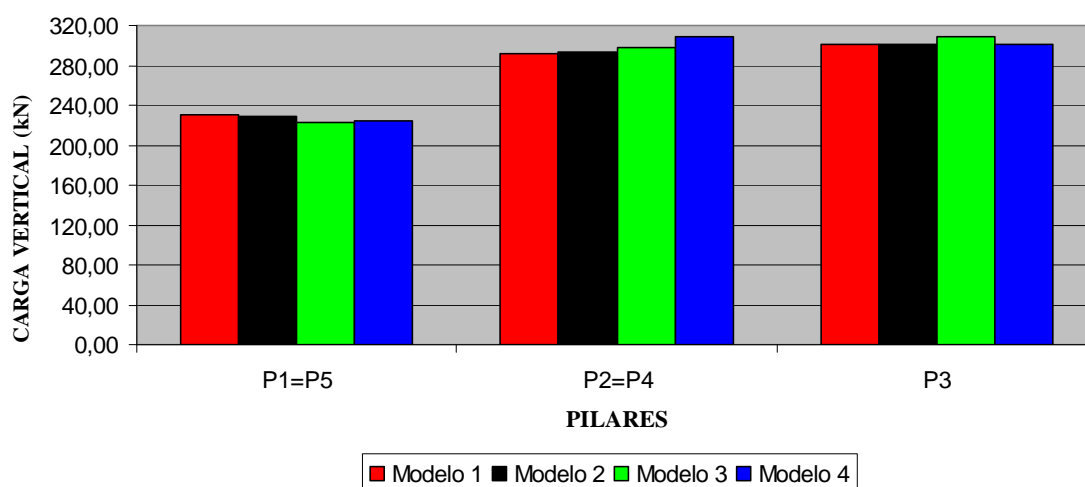


FIGURA 6.3 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação, Devido às Cargas Horizontais, na Direção Y, Para os Pilares P1 a P5 (kN)

Para mostrar a variação percentual, em relação ao modelo 1, das reações de apoio verticais dos modelos 2, 3 e 4, utiliza-se a Eq. 6.3:

$$\Delta R\% = \frac{R_i - R_1}{R_1} \cdot 100 \quad (6.3)$$

onde:

$\Delta R\%$ representa a variação percentual das reações de apoio verticais em relação ao modelo 1;

R_i representa o valor das reações de apoio verticais do modelo i ($i = 2, 3$ ou 4);

R_1 representa o valor das reações de apoio verticais do modelo 1.

A TAB. 6.7 apresenta a variação descrita anteriormente:

TABELA 6.7 – Variação Percentual, Em Relação ao Modelo 1, das Reações de Apoio Verticais Devido às Cargas Horizontais na Direção Y

PILAR	$\Delta R\%$ - DIREÇÃO Y		
	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
P1 = P5	-0,72	-3,34	-2,77
P2 = P4	0,73	2,54	6,00
P3	0,14	2,62	-0,27

Analisando-se TAB. 6.7, verifica-se o seguinte:

a) na fundação dos pilares P1 e P5, todos os sinais de $\Delta R\%$ são negativos, mostrando que os valores das reações de apoio verticais são maiores no modelo 1; a maior variação percentual (módulo), em relação ao modelo 1, ocorre no modelo 3 e é de 3,34%;

b) na fundação dos pilares P2 e P4, todos os sinais de $\Delta R\%$ são positivos, mostrando que os valores das reações de apoio verticais são menores no modelo 1; a maior variação percentual (módulo), em relação ao modelo 1, ocorre no modelo 4 e é de 6,00%;

c) na fundação do pilar P3, observa-se que os sinais de $\Delta R\%$ são positivos para dois modelos e negativo para um modelo; os valores das reações de apoio verticais são menores no modelo 4 e maiores nos modelos 2 e 3; a maior variação percentual (módulo), em relação ao modelo 1, ocorre no modelo 3 e é de 2,62%;

d) ao comparar-se o modelo 2 com o modelo 1, observa-se que na fundação dos pilares P1 a P5, os valores de $\Delta R\%$ são pequenos, apresentando variação percentual máxima (módulo) de 0,73%; conclui-se, novamente, que a modelagem da laje como diafragma rígido está bem próxima da modelagem da laje com elementos de casca, quando se trata de cargas laterais conforme mostrado neste trabalho.

6.4 – Esforços Solicitantes em Elementos de Viga ao Longo da Altura do Edifício

6.4.1 – Momentos Fletores

São analisados os momentos fletores em torno do eixo global X, para as vigas V13, ao longo da altura do edifício, devido ao carregamento horizontal na direção Y.

A FIG. 6.4 mostra o esboço dos diagramas de momentos fletores para as vigas V13 em cada andar, para cada um dos quatro modelos analisados.

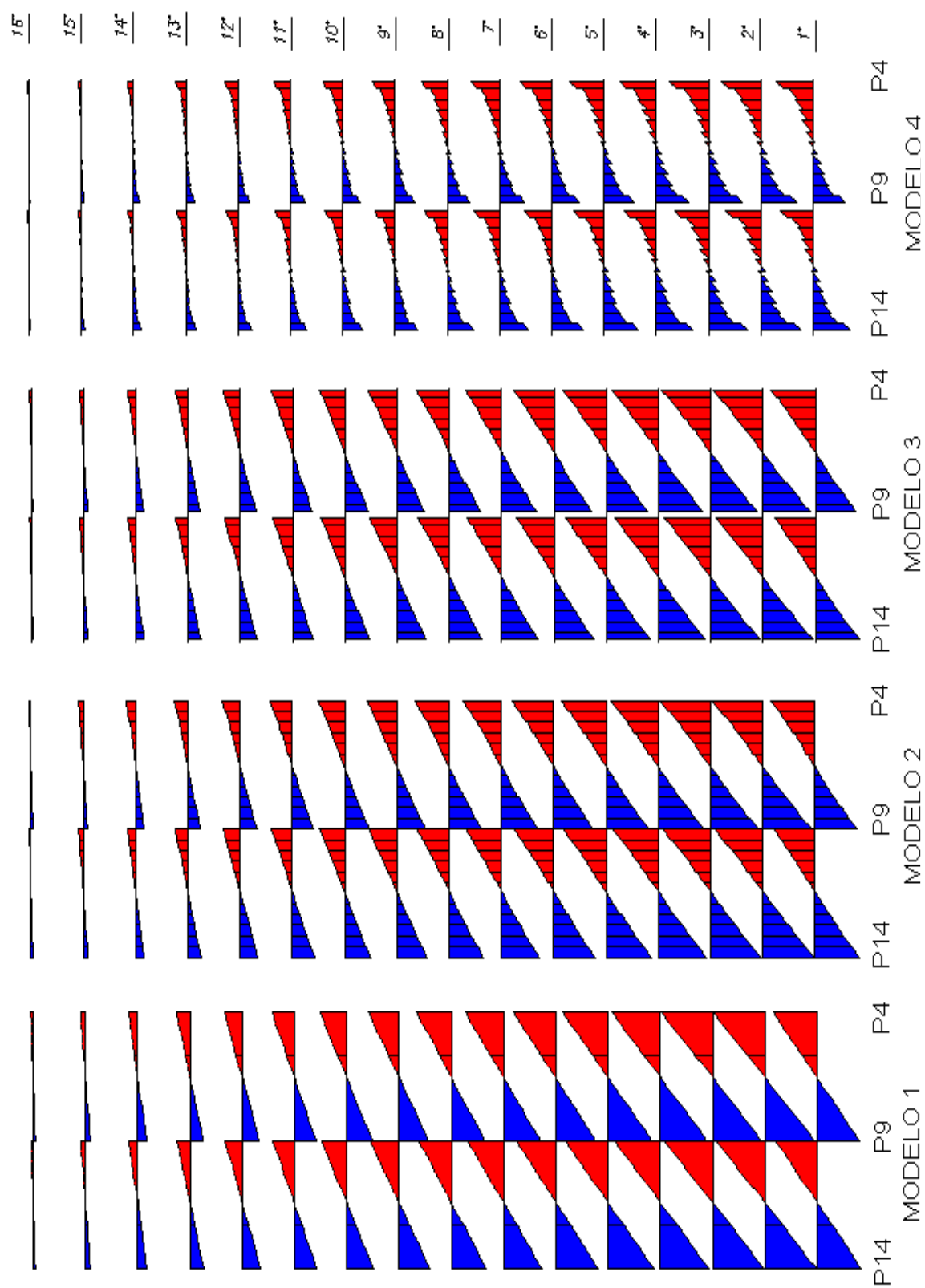


FIGURA 6.4 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, ao Longo da Altura do Edifício, Para os Modelos 1 a 4

Analisando-se os diagramas de momentos fletores apresentados na FIG. 6.4, verifica-se o seguinte:

a) os modelos 1 e 2 apresentam os diagramas de momentos fletores na viga a partir do eixo dos pilares, pois não há consideração do trecho rígido nestes modelos, enquanto que os modelos 3 e 4 apresentam os diagramas de momentos fletores a partir do ponto final do trecho rígido;

b) o modelo 4 apresenta o diagrama com valores descontínuos nos nós; isto ocorre devido a utilização das conexões OFFSET.

Obtêm-se, a seguir, os valores dos momentos fletores em torno do eixo global X, para as vigas V13, na ligação com o pilar P14, ao longo da altura do edifício.

A posição exata onde foram calculados os valores dos momentos fletores é o local onde termina o trecho rígido e começa o trecho elástico da viga, a uma distância de 19 centímetros do eixo do pilar P14 (em direção ao pilar P9).

Os valores dos momentos fletores obtidos, para cada um dos quatro modelos analisados, são apresentados na TAB. 6.8.

TABELA 6.8 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício

MOMENTO FLETOR (kNxm)					
ANDAR	ALTURA (m)	MODELO			
		MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
1°	3,00	79,39	78,70	84,26	70,61
2°	6,00	92,87	91,60	96,12	76,97
3°	9,00	91,94	90,50	94,21	74,17
4°	12,00	87,41	85,97	89,23	69,93
5°	15,00	81,80	80,41	83,37	65,30
6°	18,00	75,65	74,34	77,04	60,38
7°	21,00	69,13	67,93	70,37	55,21
8°	24,00	62,31	61,22	63,40	49,82
9°	27,00	55,21	54,23	56,15	44,22
10°	30,00	47,85	47,00	48,64	38,41
11°	33,00	40,27	39,54	40,90	32,43
12°	36,00	32,47	31,87	32,94	26,27
13°	39,00	24,50	24,03	24,80	19,95
14°	42,00	16,48	16,14	16,57	13,51
15°	45,00	8,87	8,60	8,64	7,08
16°	48,00	3,99	3,77	3,52	2,73

Com os dados da TAB. 6.8, faz-se o gráfico comparativo para as vigas V13, mostrado na FIG. 6.5.

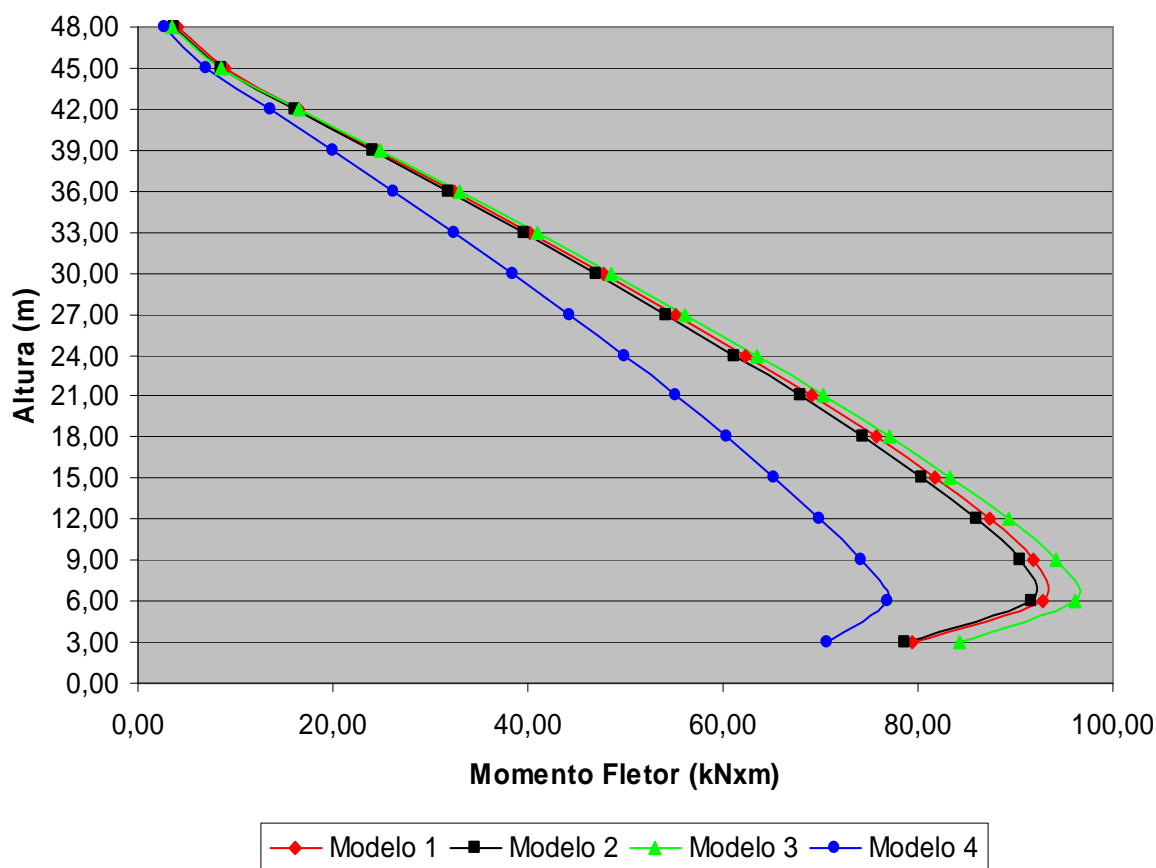


FIGURA 6.5 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício

Analisando-se a TAB. 6.8 e a FIG. 6.5, verifica-se o seguinte:

- os modelos 1 e 2 apresentam resultados muito próximos, mostrando novamente que a modelagem da laje como diafragma rígido está bem próxima da modelagem da laje com elementos de casca, quando se trata de cargas horizontais conforme mostrado neste trabalho;
- o modelo 3 apresenta valores próximos aos modelos 1 e 2 mostrando que, neste caso, a influência do trecho rígido na viga é pequena, exceto nos quatro primeiros andares;
- o modelo 4 apresenta valores inferiores aos modelos 1, 2 e 3 mostrando que, neste caso, a influência do OFFSET na viga é considerável;

d) para os quatro modelos, o valor máximo do momento fletor da viga V13 na ligação com o pilar P14 acontece no 2º andar; a partir daí, o valor do momento fletor diminui à medida que a altura aumenta.

Para mostrar o módulo da variação percentual, em relação ao modelo 1, dos valores dos momentos fletores da viga V13 na ligação com o pilar P14, em cada um dos modelos analisados, utiliza-se a Eq.6.4:

$$\Delta M \% = \frac{M_i - M_1}{M_1} \times 100 \quad (6.4)$$

onde:

$\Delta M\%$ representa a variação percentual dos momentos fletores em relação ao modelo 1;

M_i representa o valor dos momentos fletores do modelo i ($i = 2, 3$ ou 4);

M_1 representa o valor dos momentos fletores do modelo 1.

A TAB. 6.9 apresenta a variação descrita anteriormente:

TABELA 6.9 – Variação Percentual $\Delta M\%$, Em Relação ao Modelo 1, dos Momentos Fletores da Viga V13 na Ligação com o Pilar P14

ANDAR	$\Delta M\%$		
	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
1º	-0,87	6,13	-11,06
2º	-1,37	3,50	-17,12
3º	-1,57	2,47	-19,33
4º	-1,65	2,08	-20,00
5º	-1,70	1,92	-20,17
6º	-1,73	1,84	-20,19
7º	-1,74	1,79	-20,14
8º	-1,75	1,75	-20,04
9º	-1,78	1,70	-19,91
10º	-1,78	1,65	-19,73
11º	-1,81	1,56	-19,47
12º	-1,85	1,45	-19,09
13º	-1,92	1,22	-18,57
14º	-2,06	0,55	-18,02
15º	-3,04	-2,59	-20,18
16º	-5,51	-11,78	-31,58

Analisando-se a TAB. 6.9, verifica-se o seguinte:

- a) para o modelo 2, as variações percentuais dos momentos fletores são pequenas, em relação ao modelo 1; o módulo máximo das variações percentuais para os momentos fletores é de 5,51% e ocorre no 16º andar;
- b) para o modelo 3, as variações percentuais dos momentos fletores também são pequenas, em relação ao modelo 1; o módulo máximo das variações percentuais para os momentos fletores é de 11,78% e ocorre no 16º andar;
- c) para o modelo 4, as variações percentuais dos momentos fletores, em relação ao modelo 1, são consideradas mais significativas; o módulo máximo das variações percentuais para os momentos fletores é de 31,58% e ocorre no 16º andar.

6.4.2 – Forças Axiais

São analisadas as forças axiais nas vigas V13, ao longo da altura do edifício, para o carregamento horizontal na direção Y.

No modelo 1, estas forças axiais são indeterminadas, devido à modelagem da laje como diafragma rígido.

A FIG. 6.6 mostra o esboço dos diagramas de forças axiais para as vigas V13 em cada andar, para os modelos 2, 3 e 4. Nos diagramas mostrados a seguir, as forças de tração são representadas em azul e as forças de compressão são representadas em vermelho.

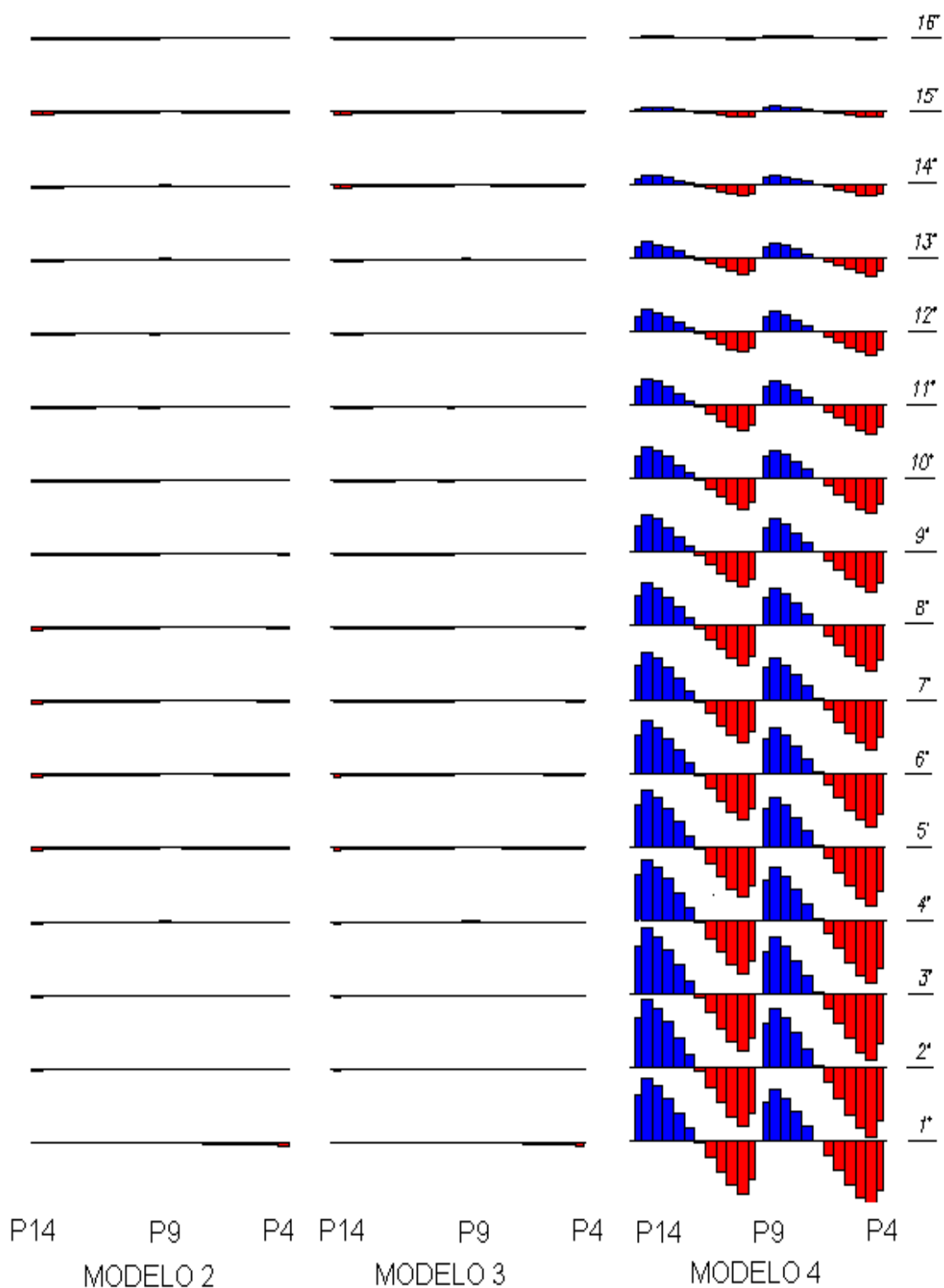


FIGURA 6.6 – Forças Axiais Para as Vigas V13, ao Longo da Altura do Edifício, Para os Modelos 2,3 e 4

Analisando-se os diagramas de forças axiais apresentados na FIG. 6.6, verifica-se o seguinte:

a) o modelo 2 apresenta os diagramas de forças axiais na viga a partir do eixo dos pilares, pois não há consideração do trecho rígido neste modelo, enquanto que os modelos 3 e 4 apresentam os diagramas de forças axiais a partir do ponto final do trecho rígido;

b) os modelos 2 e 3 apresentam diagramas muito parecidos entre si;

c) o modelo 4 apresenta forças axiais com ordem de grandeza muito superior aos modelos 2 e 3;

d) no modelo 4 as forças axiais de tração e de compressão tem a mesma ordem de grandeza.

Obtêm-se, a seguir, os valores das forças axiais para as vigas V13, no mesmo ponto definido para obtenção dos valores dos momentos fletores, ao longo da altura do edifício, devido ao carregamento horizontal na direção Y.

Os valores das forças axiais obtidos, para cada um dos quatro modelos analisados, são apresentados na TAB. 6.10.

TABELA 6.10 – Forças Axiais Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício

FORÇA AXIAL (kN)					
ANDAR	ALTURA (m)	MODELO			
		MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
1º	3,00	(*)	0,03	-0,16	95,15
2º	6,00	(*)	-3,09	-3,23	101,86
3º	9,00	(*)	-3,58	-3,59	97,94
4º	12,00	(*)	-3,98	-3,97	91,76
5º	15,00	(*)	-4,31	-4,28	85,06
6º	18,00	(*)	-4,59	-4,56	78,01
7º	21,00	(*)	-4,83	-4,79	70,65
8º	24,00	(*)	-5,05	-5,01	63,02
9º	27,00	(*)	-5,25	-5,22	55,11
10º	30,00	(*)	-5,44	-5,40	46,95
11º	33,00	(*)	-5,60	-5,57	38,56
12º	36,00	(*)	-5,76	-5,72	29,95
13º	39,00	(*)	-5,89	-5,85	21,12
14º	42,00	(*)	-6,07	-6,03	12,11
15º	45,00	(*)	-5,75	-5,74	3,47
16º	48,00	(*)	-3,72	-3,69	-0,45

(*) valor indeterminado

Com os dados da TAB. 6.10, faz-se o gráfico comparativo para as vigas V13, mostrado na FIG. 6.7. Como os valores das forças axiais do modelo 1 são indeterminados, o gráfico contém apenas os modelos 2, 3 e 4.

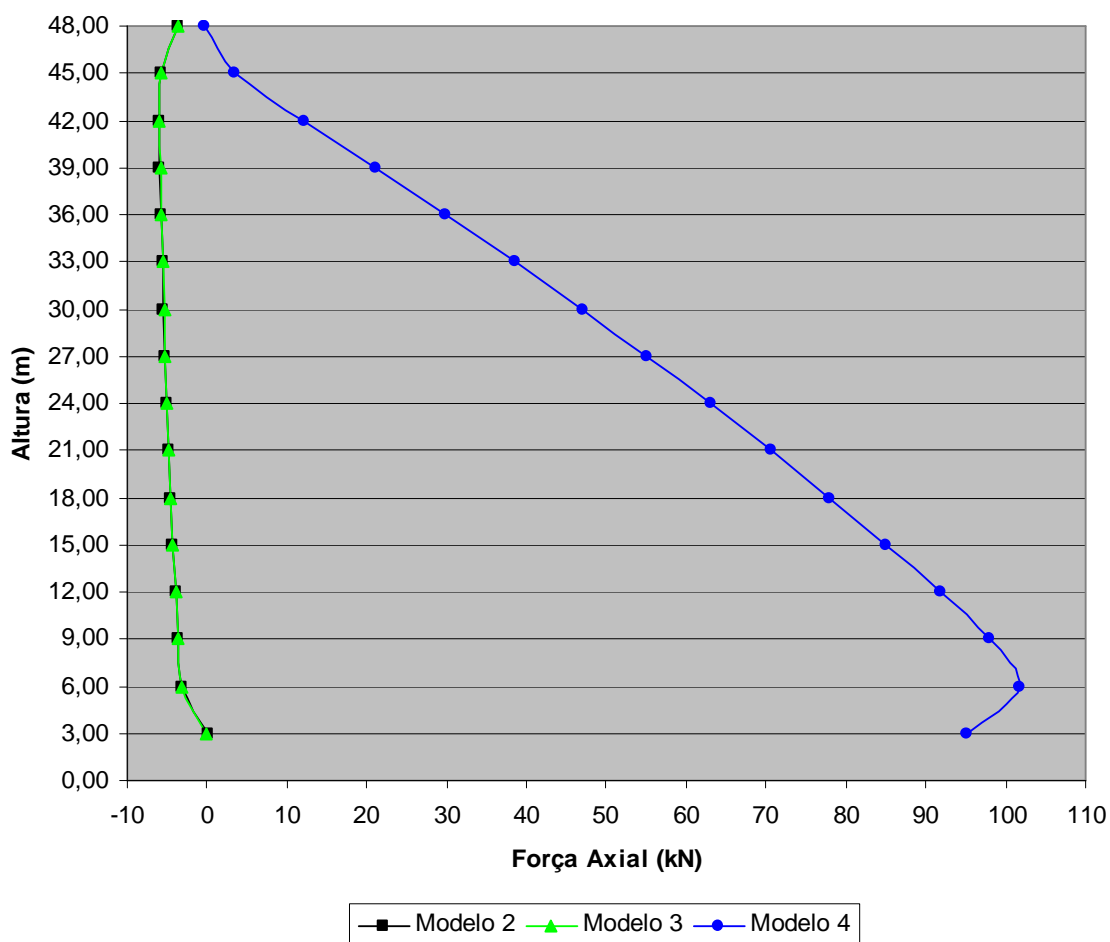


FIGURA 6.7 – Forças Axiais Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício

Analisando-se a TAB. 6.10 e a FIG. 6.7, verifica-se o seguinte:

- os modelos 2 e 3 apresentam valores muito próximos entre si, mostrando que, neste caso, a influência do trecho rígido na viga é pequena;
- o modelo 4 apresenta valores bastante diferentes aos modelos 2 e 3, excetuando-se o valor encontrado no 16º andar; observa-se que é grande a influência devido às conexões OFFSET nas forças axiais das vigas.

6.5 – Tensões Solicitantes em Elementos de Casca ao Longo da Altura do Edifício

São analisadas as tensões normais σ_y na direção do eixo global Y, devido ao carregamento horizontal na direção Y.

As FIG. 6.8 a 6.13 mostram a distribuição das tensões σ_y na face superior e inferior das lajes do 2º, 8º e 16º andares para os modelos 2, 3 e 4. Note-se que o modelo 1 é incapaz de avaliar estas tensões devido à modelagem da laje como diafragma rígido, ou seja, sem elementos de casca.

Nas FIG. 6.8 a 6.13 mostradas a seguir, as tensões de tração são positivas e as tensões de compressão são negativas. As unidades utilizadas são kN e m.

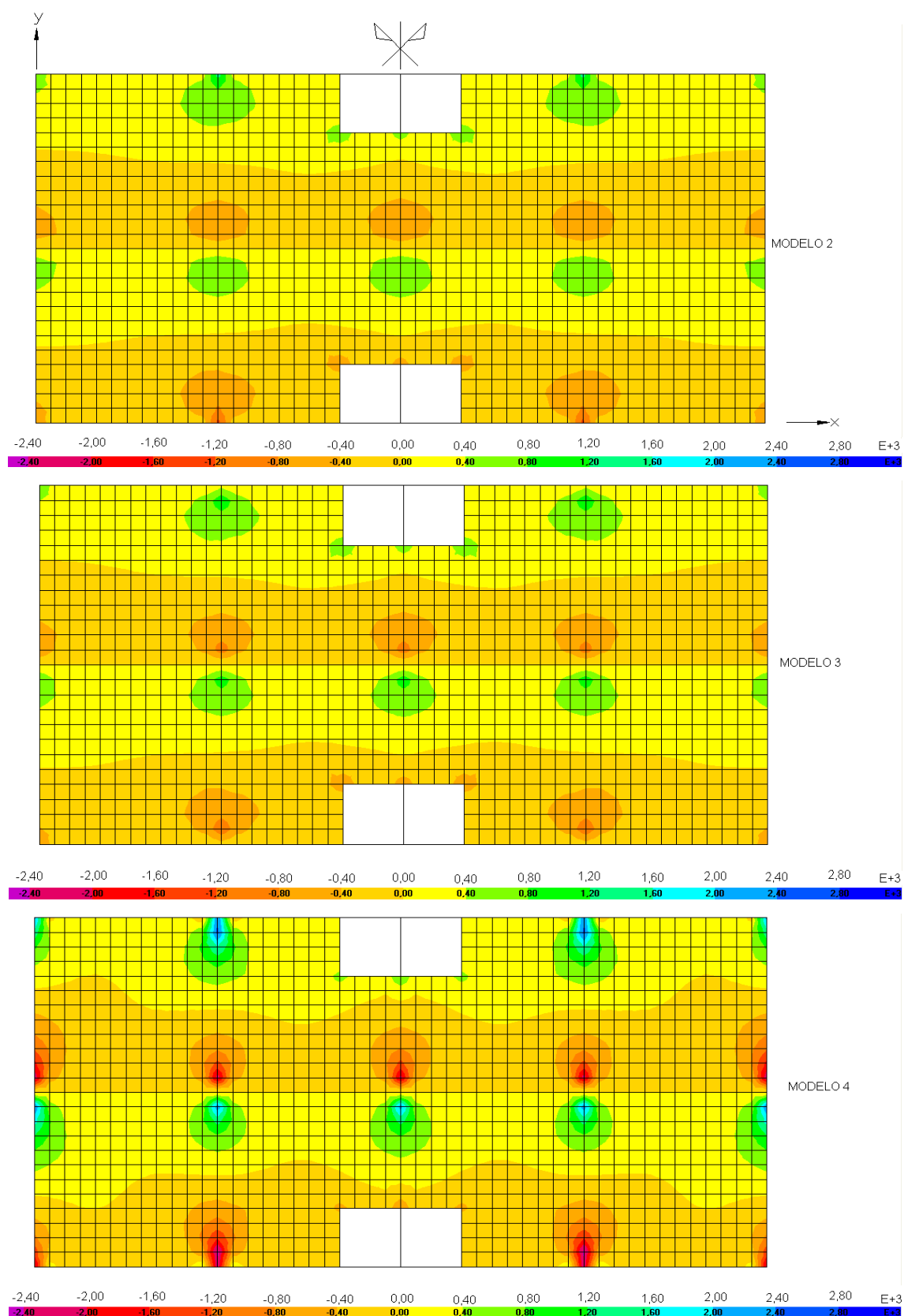


FIGURA 6.8 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m^2) na Face Superior da Laje do 2º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

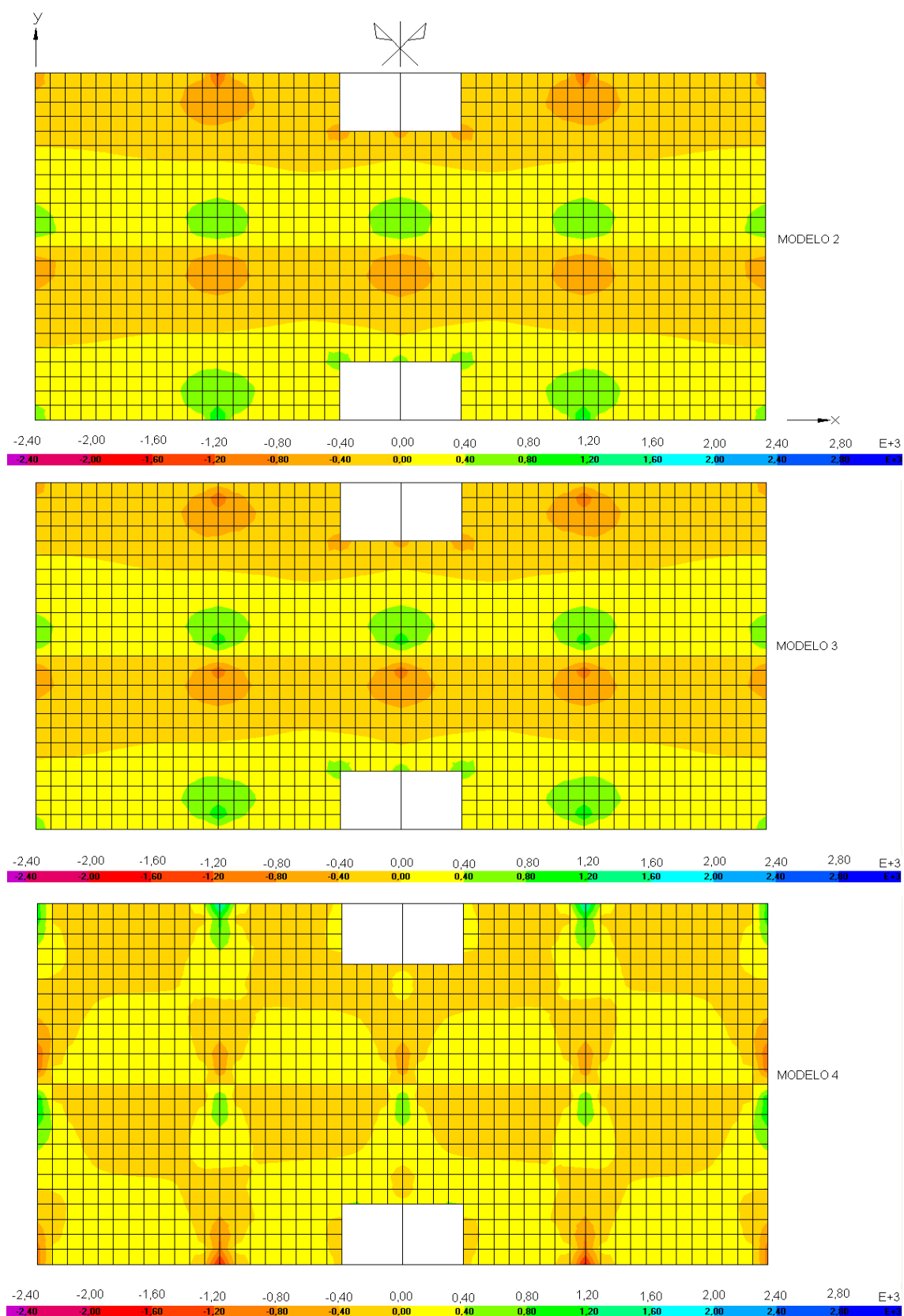


FIGURA 6.9 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m²) na Face Inferior da Laje do 2º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

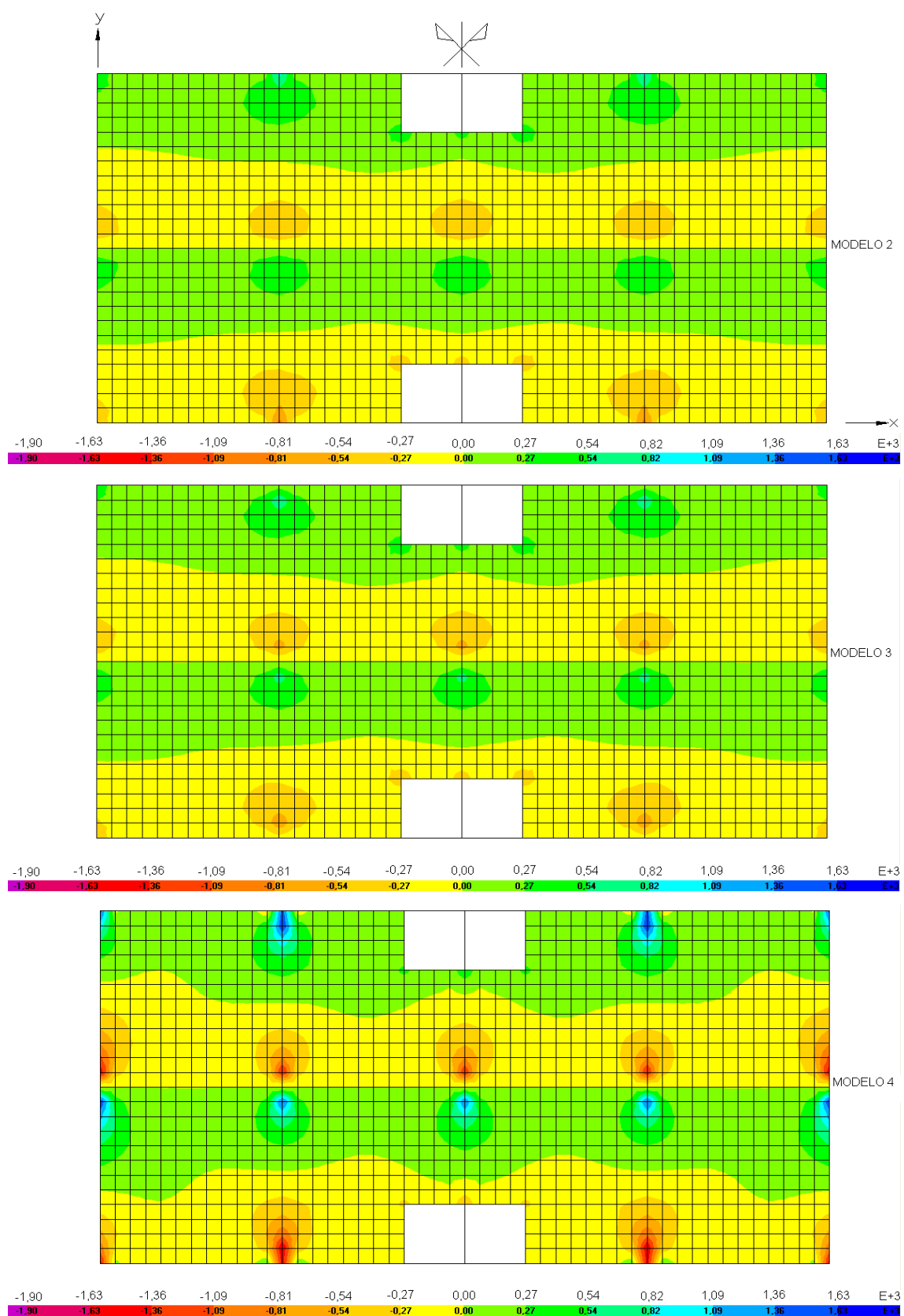


FIGURA 6.10 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m²) na Face Superior da Laje do 8º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

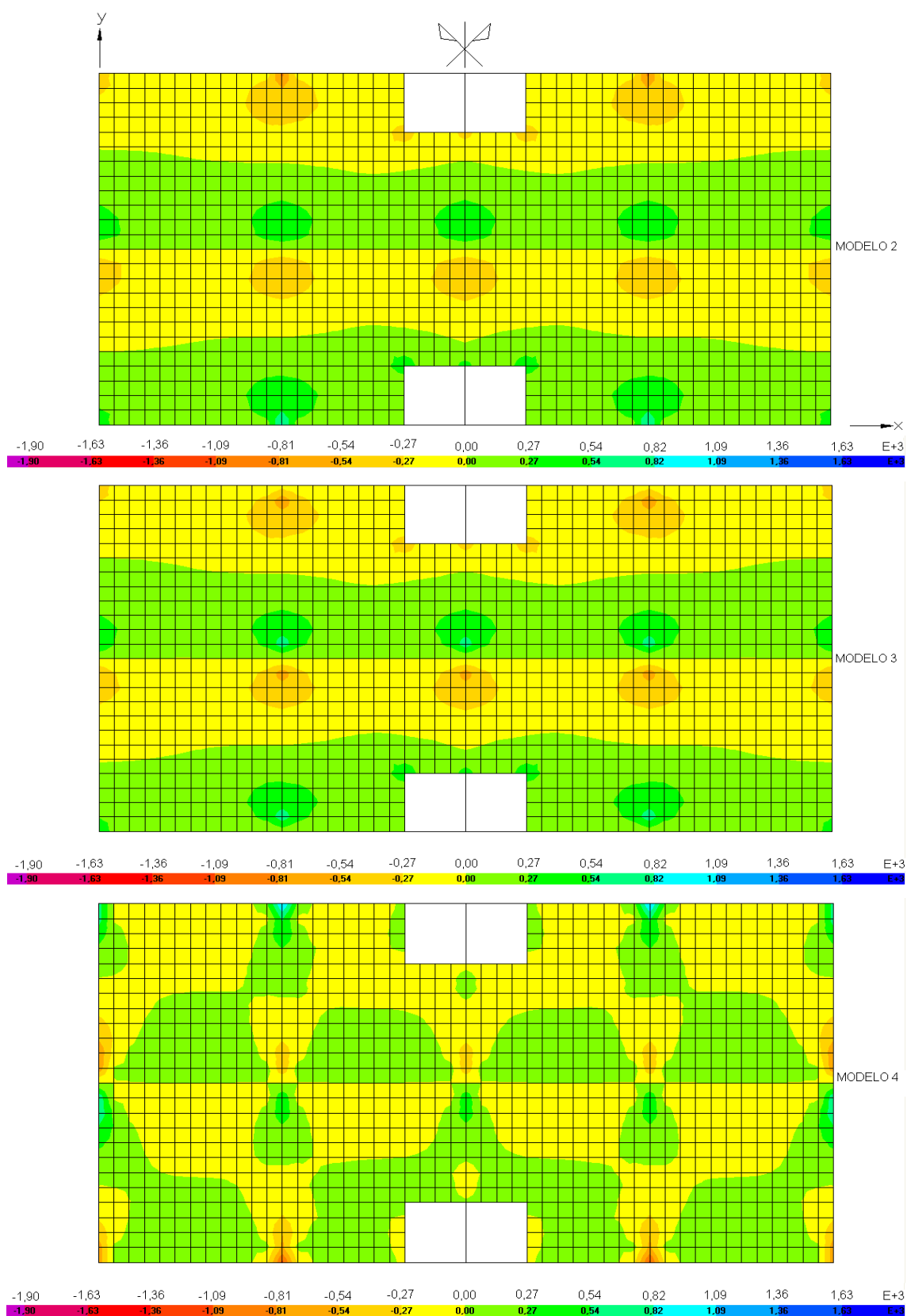


FIGURA 6.11 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m²) na Face Inferior da Laje do 8^o Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

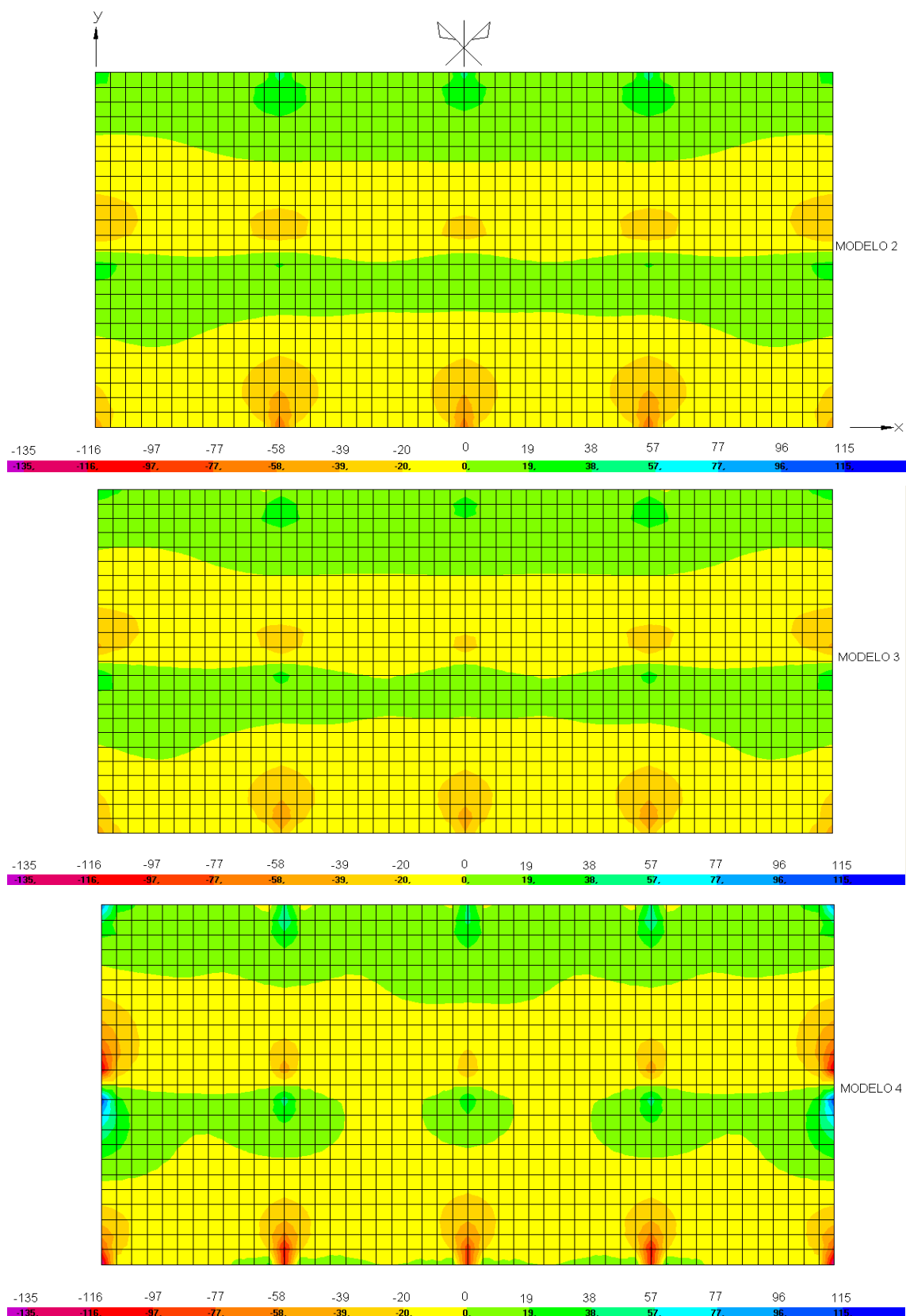


FIGURA 6.12 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m²) na Face Superior da Laje do 16º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

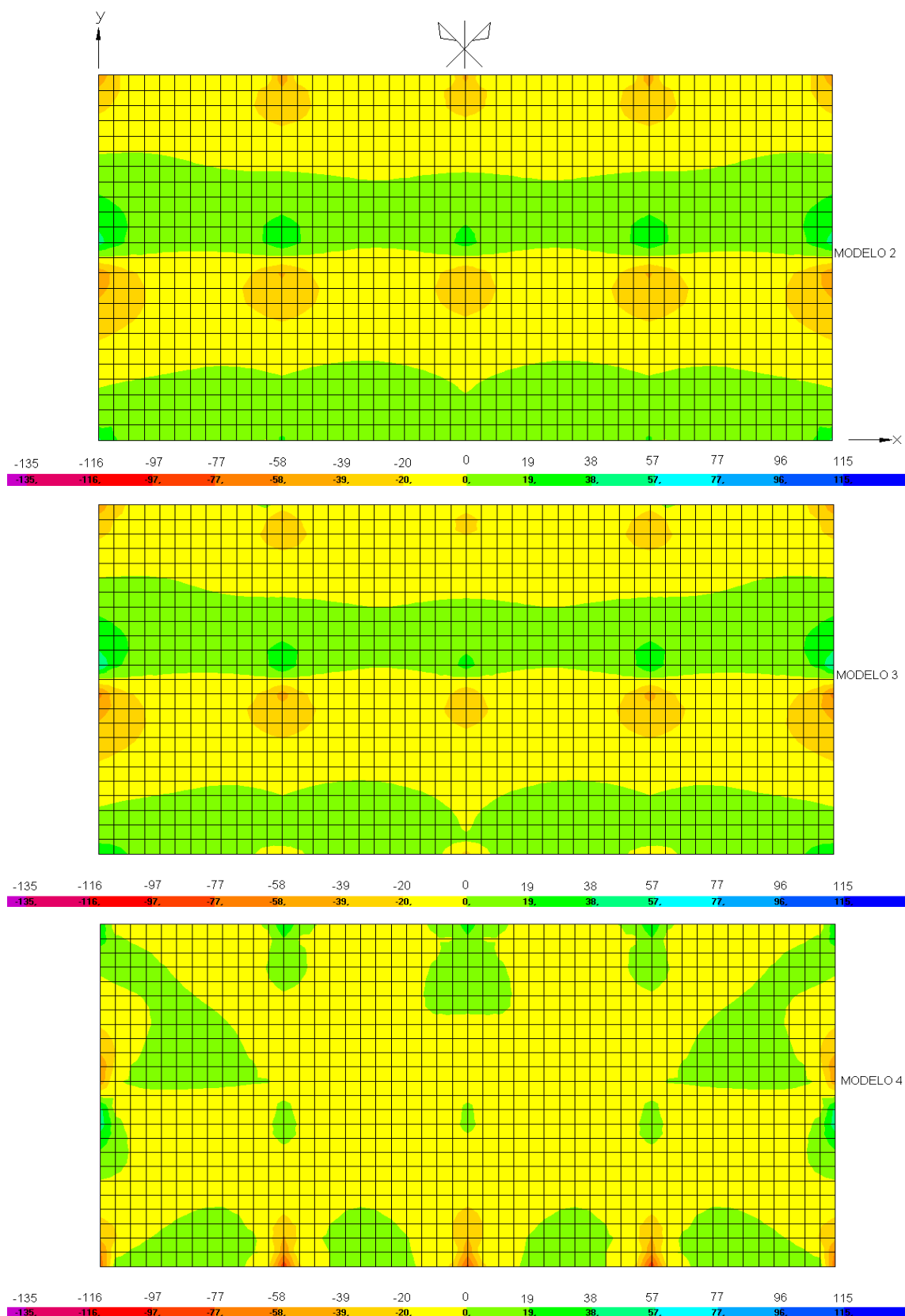


FIGURA 6.13 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m^2) na Face Inferior da Laje do 16º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

Analisando-se os diagramas de distribuição de tensões σ_y nas lajes, apresentados nas FIG. 6.8 a 6.13, verifica-se o seguinte:

a) considerando-se a simetria devida à geometria da estrutura e ao carregamento horizontal na direção Y, conclui-se que o eixo paralelo a Y que passa pelo centróide de um plano horizontal qualquer da laje é um eixo de simetria para a distribuição das tensões σ_y neste plano;

b) observa-se que os valores das tensões σ_y na maior parte de uma laje qualquer são pequenos, exceto nas vizinhanças dos pontos de aplicação de cargas, bem como nas vizinhanças dos pontos de apoio e pontos de abertura nas lajes, onde ocorre uma concentração de tensões cuja ordem de grandeza é superior às tensões nas demais regiões das lajes;

c) para os modelos 2 e 3, os valores das tensões σ_y em um ponto qualquer nas lajes são próximos entre si mostrando que, neste caso, é pequena a influência nestes valores devido ao trecho rígido nas vigas;

d) de modo geral, em um ponto qualquer nas lajes o modelo 4 apresenta módulos da tensão σ_y superiores aos módulos obtidos com os modelos 2 e 3 mostrando que, neste caso, é considerável a influência devido às conexões OFFSET nas vigas;

e) de modo geral, para os modelos 2 e 3, em pontos correspondentes nas faces superior e inferior das lajes, os módulos da tensão σ_y são próximos entre si; todavia os valores algébricos são opostos;

f) de modo geral, para o modelo 4, diferentemente do que ocorre nos modelos 2 e 3, em pontos correspondentes nas faces superior e inferior das lajes, os módulos da tensão σ_y diferem entre si; isto deve-se à presença das conexões OFFSET;

g) de modo geral, para os modelos 2, 3 e 4, os módulos das tensões σ_y no 2º andar são superiores aos módulos das tensões σ_y no 8º andar os quais, por sua vez, são superiores aos módulos das tensões σ_y no 16º andar.

Os gráficos da distribuição de tensões normais σ_y para as lajes do 1º, do 3º ao 7º e do 9º ao 15º andares são similares aos gráficos apresentados para as lajes do 2º e 8º andares, havendo simplesmente uma diferença nos valores das tensões σ_y .

7

COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS 1, 2, 3 E 4 SUJEITOS AO CARREGAMENTO VERTICAL

Neste capítulo analisam-se e comparam-se resultados obtidos através dos quatro modelos estruturais 1, 2, 3 e 4 submetidos, agora, ao carregamento vertical.

Os resultados analisados e comparados são:

- a) reações de apoio verticais ao nível da fundação;
- b) esforços solicitantes em elementos de viga, ao longo da altura do edifício;
- c) tensões solicitantes em elementos de casca, ao longo da altura do edifício;
- d) esforços solicitantes em elementos de casca, ao longo da altura do edifício;
- e) deslocamentos verticais, ao longo da altura do edifício.

7.1 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação

Os primeiros resultados a serem comparados são as reações de apoio verticais dos pilares ao nível da fundação, para os quatro modelos analisados, devido às cargas verticais. Estas reações podem ser vistas na TAB. 7.1.

TABELA 7.1 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação, Devido às Cargas Verticais (kN)

REAÇÕES DE APOIO VERTICAIS NA FUNDAÇÃO						
MODELO	PILARES					
	P1=P5=P11=P15	P2=P4=P12=P14	P3=P13	P6=P10	P7=P9	P8
Modelo 1	1842,57	3480,37	3555,94	3230,54	5943,29	5632,30
Modelo 2	2124,89	3473,31	3306,11	3334,27	5609,71	5523,02
Modelo 3	2157,70	3478,25	3316,43	3337,52	5495,17	5381,95
Modelo 4	2326,07	3530,45	3474,47	3257,88	5080,72	5171,76

Observa-se que devido à simetria da estrutura e do carregamento, as reações de apoio de alguns pilares têm valores iguais.

Com os dados da TAB. 7.1, faz-se o gráfico comparativo para os pilares P1 a P15, mostrado na FIG. 7.1.

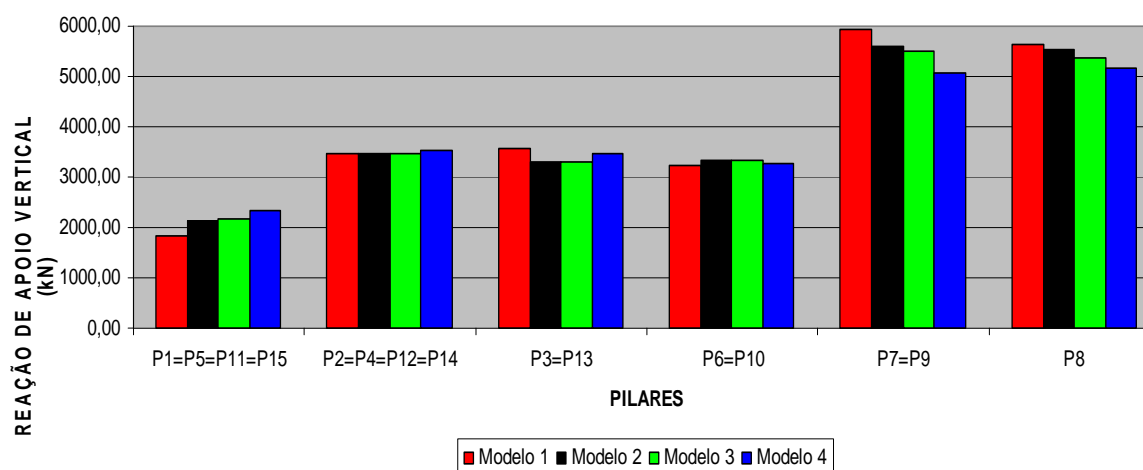


FIGURA 7.1 – Reações de Apoio Verticais ao Nível da Fundação, Devido às Cargas Verticais, Para os Pilares P1 a P15 (kN)

Para mostrar a variação percentual, em relação ao modelo 1, das reações de apoio verticais dos modelos 2, 3 e 4, utiliza-se a Eq. 7.1:

$$\Delta R\% = \frac{R_i - R_1}{R_1} \cdot 100 \quad (7.1)$$

onde:

$\Delta R\%$ representa a variação percentual das reações de apoio verticais em relação ao modelo 1;

R_i representa o valor das reações de apoio verticais do modelo i ($i = 2, 3$ ou 4);

R_1 representa o valor das reações de apoio verticais do modelo 1.

A TAB. 7.2 apresenta a variação descrita anteriormente:

TABELA 7.2 – Variação Percentual, Em Relação ao Modelo 1, das Reações de Apoio Verticais Devido ao Carregamento Vertical

MODELO	$\Delta R\%$					
	PILAR					
	P1=P5=P11=P15	P2=P4=P12=P14	P3=P13	P6=P10	P7=P9	P8
MODELO 2	15,32	-0,20	-7,03	3,21	-5,61	-1,94
MODELO 3	17,10	-0,06	-6,74	3,31	-7,54	-4,44
MODELO 4	26,24	1,44	-2,29	0,85	-14,51	-8,18

Analisando-se a TAB. 7.2, verifica-se o seguinte:

a) na fundação dos pilares P1, P5, P11 e P15, todos os sinais de $\Delta R\%$ são positivos, mostrando que os valores das reações de apoio verticais são menores no modelo 1; a maior variação percentual (módulo), em relação ao modelo 1, ocorre no modelo 4 e é de 26,24%;

b) na fundação dos pilares P2, P4, P12 e P14, as variações percentuais das reações de apoio verticais são muito pequenas; a maior variação percentual (módulo), em relação ao modelo 1, ocorre no modelo 4 e é de 1,44%;

c) na fundação dos pilares P3 e P13, todos os sinais de $\Delta R\%$ são negativos, mostrando que os valores das reações de apoio verticais são maiores no modelo 1; a maior variação percentual (módulo), em relação ao modelo 1, ocorre no modelo 2 e é de 7,03%;

d) na fundação dos pilares P6 e P10, as variações percentuais das reações de apoio verticais são pequenas; a maior variação percentual (módulo), em relação ao modelo 1, ocorre no modelo 3 e é de 3,31%;

e) na fundação dos pilares P7 e P9, todos os sinais de $\Delta R\%$ são negativos, mostrando que os valores das reações de apoio verticais são maiores no modelo 1; a maior variação percentual (módulo), em relação ao modelo 1, ocorre no modelo 4 e é de 14,51%;

f) na fundação do pilar P8, todos os sinais de $\Delta R\%$ são negativos, mostrando que os valores das reações de apoio verticais são maiores no modelo 1; a maior variação percentual (módulo), em relação ao modelo 1, ocorre no modelo 4 e é de 8,18%.

7.2 – Esforços Solicitantes em Elementos de Viga ao Longo da Altura do Edifício

7.2.1 – Momentos Fletores

Assim como no capítulo 6, novamente são analisados os momentos fletores em torno do eixo global X, para as vigas V13, ao longo da altura do edifício, porém agora devido ao carregamento vertical.

A FIG. 7.2 mostra o esboço dos diagramas de momentos fletores para as vigas V13 em cada andar, para cada um dos quatro modelos analisados.

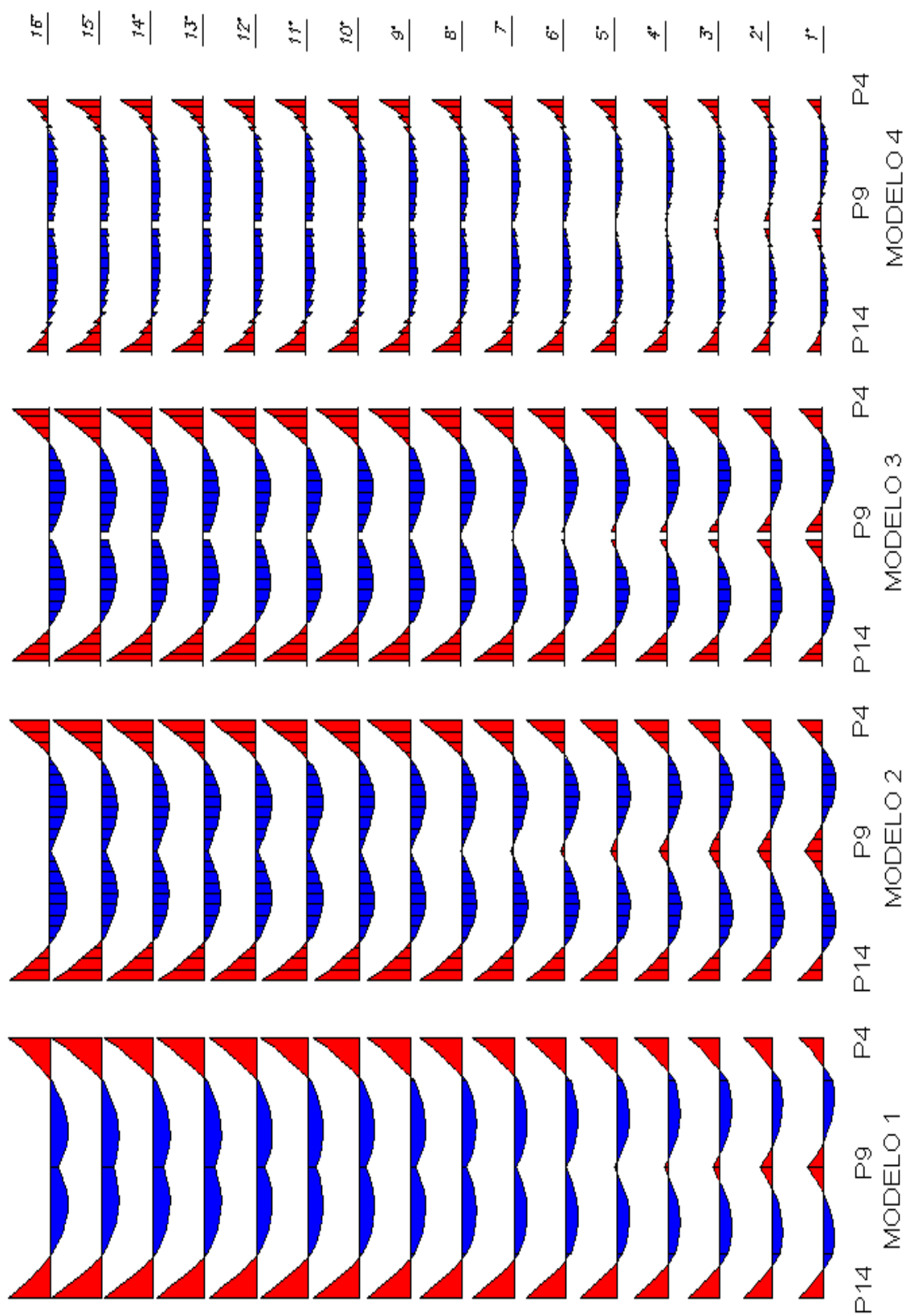


FIGURA 7.2 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, ao Longo da Altura do Edifício, Para os Modelos 1 a 4

Analisando-se os diagramas de momentos fletores apresentados na FIG. 7.2, verifica-se o seguinte:

a) os modelos 1 e 2 apresentam os diagramas de momentos fletores na viga a partir do eixo dos pilares, pois não há consideração do trecho rígido nestes modelos, enquanto que os modelos 3 e 4 apresentam os diagramas de momentos fletores a partir do ponto final do trecho rígido;

b) o modelo 4 apresenta o diagrama com valores descontínuos nos nós; isto ocorre devido a utilização das conexões OFFSET.

Obtêm-se, a seguir, os valores dos momentos fletores em torno do eixo global X, para as vigas V13, na ligação com o pilar P14, ao longo da altura do edifício.

A posição exata onde são calculados os valores dos momentos fletores é o local onde termina o trecho rígido e começa o trecho elástico da viga, a uma distância de 19 centímetros do eixo do pilar P14 (em direção ao pilar P9).

Os valores dos momentos fletores obtidos, para cada um dos quatro modelos analisados, são apresentados na TAB. 7.3.

TABELA 7.3 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício

MOMENTO FLETOR (kNxm)					
ANDAR	ALTURA (m)	MODELO			
		MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
1°	3,00	-144,26	-149,62	-162,21	-103,39
2°	6,00	-172,88	-175,36	-192,19	-127,10
3°	9,00	-194,61	-194,50	-213,54	-145,64
4°	12,00	-214,50	-211,78	-232,67	-161,25
5°	15,00	-231,89	-226,92	-249,34	-174,36
6°	18,00	-247,20	-240,20	-263,87	-185,38
7°	21,00	-260,61	-251,79	-276,47	-194,63
8°	24,00	-272,30	-261,85	-287,37	-202,40
9°	27,00	-282,43	-270,51	-296,73	-208,90
10°	30,00	-291,14	-277,91	-304,69	-214,35
11°	33,00	-298,55	-284,14	-311,40	-218,89
12°	36,00	-304,67	-289,29	-316,94	-222,65
13°	39,00	-310,05	-293,50	-321,49	-225,77
14°	42,00	-312,40	-295,85	-324,05	-227,65
15°	45,00	-323,97	-306,00	-335,66	-240,31
16°	48,00	-264,87	-250,53	-268,10	-146,97

Com os dados da TAB. 7.3, faz-se o gráfico comparativo para as vigas V13, mostrado na FIG. 7.3.

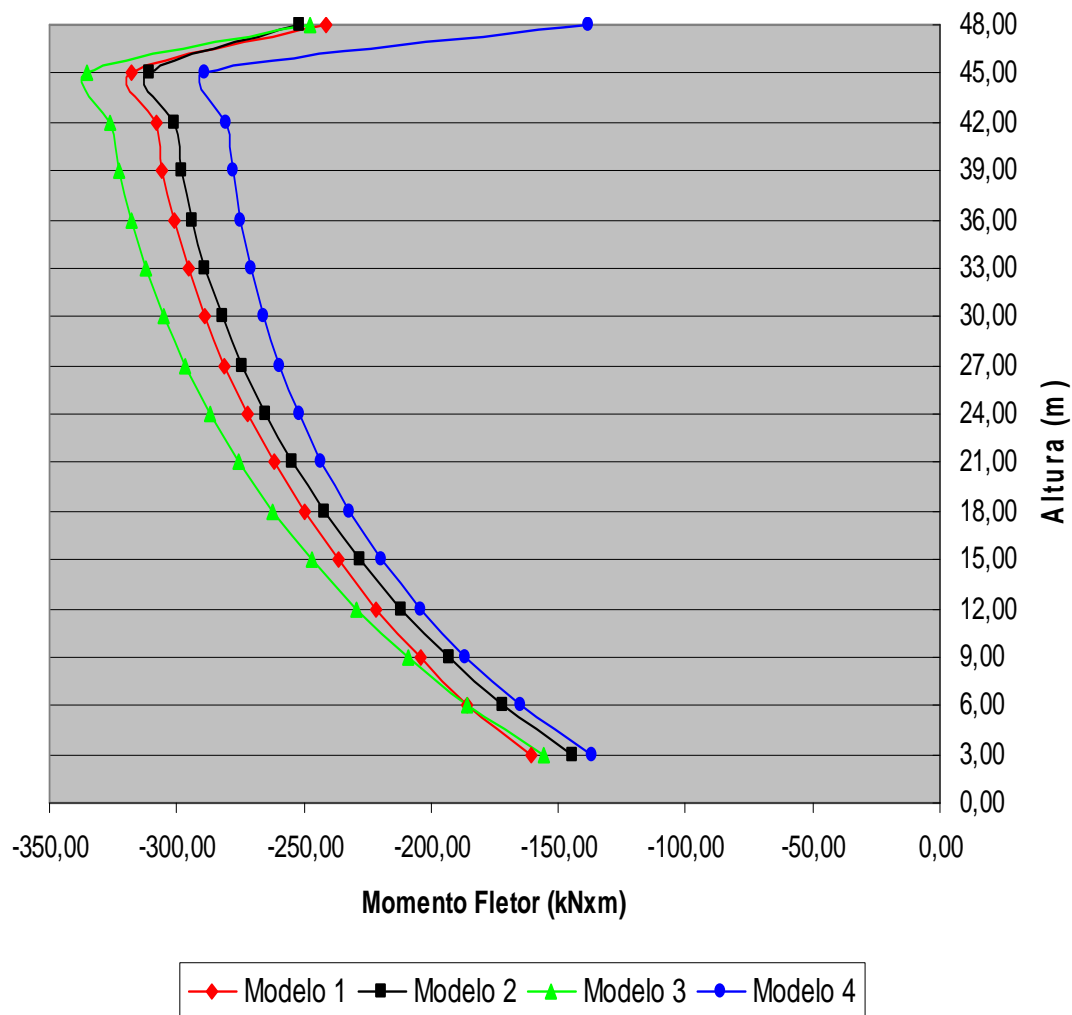


FIGURA 7.3 – Momentos Fletores em Torno do Eixo Global X, Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício

Analisando-se o a TAB. 7.3 e a FIG. 7.3, verifica-se o seguinte:

- o modelo 3 apresenta os maiores valores, em módulo, de momentos fletores do 1º ao 16º andares;
- o modelo 4 apresenta valores, em módulo, inferiores aos modelos 1, 2 e 3 em todos os andares; isto ocorre devido à utilização das conexões OFFSET;

c) para os quatro modelos, os módulos dos momentos fletores da viga V13 na ligação com o pilar P14 crescem à medida que a altura aumenta até o 15º andar, no qual o módulo do momento fletor é máximo;

d) para os quatro modelos, no 16º andar o módulo do momento fletor diminui consideravelmente; isto ocorre devido à inexistência do 17º andar, o que diminui o grau de engastamento da viga V13 no pilar P14.

Para mostrar o módulo da variação percentual, em relação ao modelo 1, dos valores dos momentos fletores da viga V13 na ligação com o pilar P14, em cada um dos modelos analisados, utiliza-se a Eq. 7.2:

$$\Delta M \% = \frac{M_i - M_1}{M_1} \times 100 \quad (7.2)$$

onde:

$\Delta M\%$ representa a variação percentual dos momentos fletores em relação ao modelo 1;

M_i representa o valor dos momentos fletores do modelo i ($i = 2, 3$ ou 4);

M_1 representa o valor dos momentos fletores do modelo 1.

A TAB. 7.4 apresenta a variação descrita anteriormente:

TABELA 7.4 – Variação Percentual $\Delta M\%$, Em Relação ao Modelo 1, dos Momentos Fletores da Viga V13 na Ligação com o Pilar P14

ANDAR	$\Delta M\%$		
	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
1°	3,72	12,44	-28,33
2°	1,43	11,17	-26,48
3°	-0,06	9,73	-25,16
4°	-1,27	8,47	-24,83
5°	-2,14	7,53	-24,81
6°	-2,83	6,74	-25,01
7°	-3,38	6,09	-25,32
8°	-3,84	5,53	-25,67
9°	-4,22	5,06	-26,03
10°	-4,54	4,65	-26,38
11°	-4,83	4,30	-26,68
12°	-5,05	4,03	-26,92
13°	-5,34	3,69	-27,18
14°	-5,30	3,73	-27,13
15°	-5,55	3,61	-25,82
16°	-5,41	1,22	-44,51

Analisando-se a TAB. 7.4, verifica-se o seguinte:

- a) para o modelo 2, as variações percentuais dos momentos fletores são pequenas, em relação ao modelo 1; o módulo máximo das variações percentuais é de 5,55%, no 15° andar;
- b) para o modelo 3, as variações percentuais dos momentos fletores também são pequenas, em relação ao modelo 1, na maioria dos andares; para alguns andares estas variações são um pouco maiores; o módulo máximo das variações percentuais é de 12,44%, no 1° andar;
- c) para o modelo 4, as variações percentuais dos momentos fletores, em relação ao modelo 1, são mais significativas; o módulo máximo das variações percentuais para os momentos fletores é de 44,51% e ocorre no 16° andar. Porém, essa variação significativa está associada a um aumento também significativo das forças axiais conforme FIG. 7.4.

7.2.2 – Forças Axiais

São analisadas as forças axiais nas vigas V13, ao longo da altura do edifício, para o carregamento vertical.

No modelo 1, estas forças axiais são indeterminadas, devido à modelagem da laje como diafragma rígido.

A FIG. 7.4 mostra o esboço dos diagramas de forças axiais para as vigas V13 em cada andar, para os modelos 2, 3 e 4. Nos diagramas mostrados a seguir, as forças de tração são representadas em azul e as forças de compressão são representadas em vermelho.

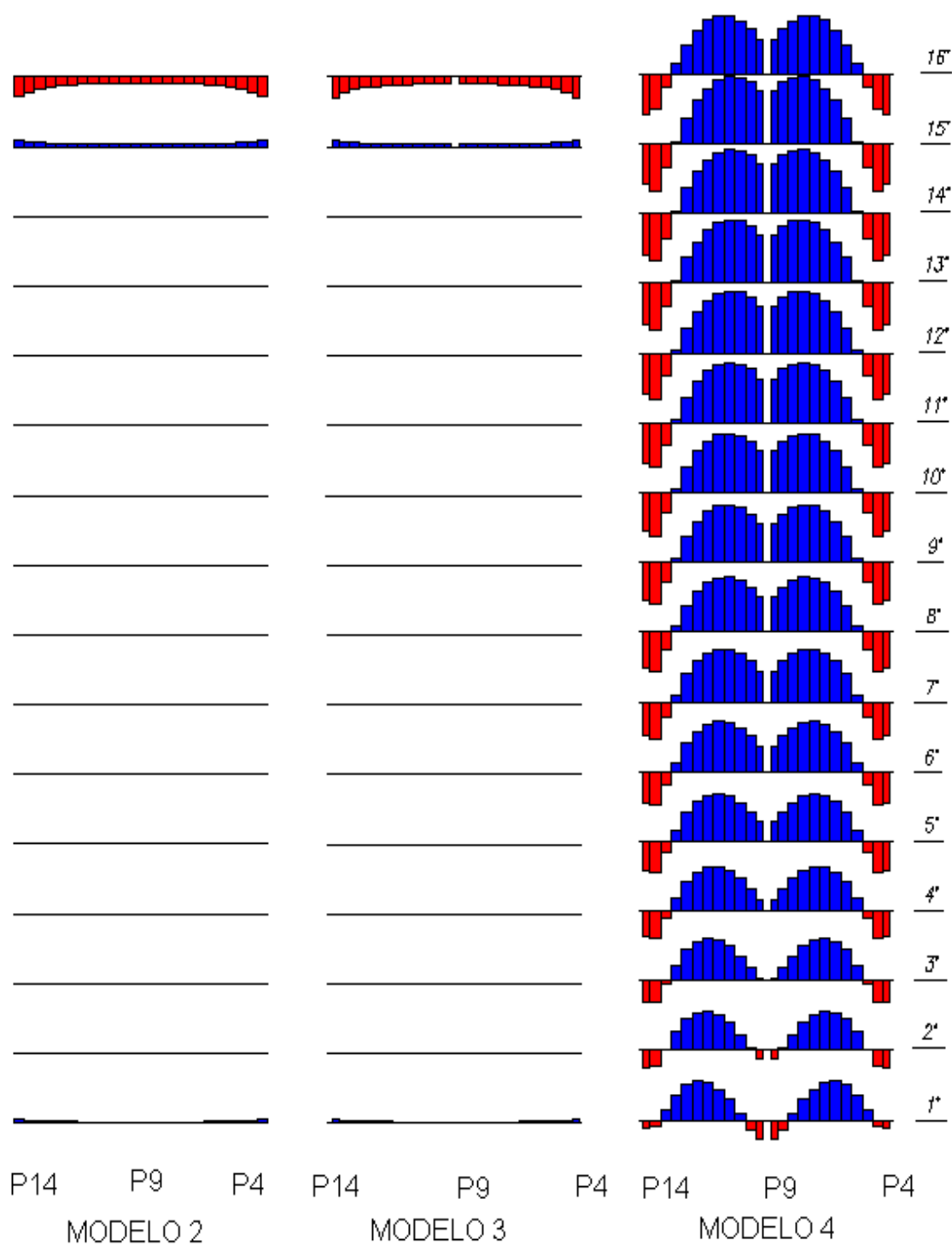


FIGURA 7.4 – Forças Axiais Para as Vigas V13, ao Longo da Altura do Edifício, Para os Modelos 2, 3 e 4

Analisando-se os diagramas de forças axiais apresentados na FIG. 7.4, verifica-se o seguinte:

- a) o modelo 2 apresenta os diagramas de forças axiais na viga a partir do eixo dos pilares, pois não há consideração do trecho rígido neste modelo, enquanto que os modelos 3 e 4 apresentam os diagramas de forças axiais a partir do ponto final do trecho rígido;
- b) os modelos 2 e 3 apresentam diagramas muito parecidos entre si;
- c) os modelos 2 e 3 apresentam forças axiais de valores mais significativos no 1º, 15º e 16º andares, sendo forças de tração no 1º e 15º andares e forças de compressão no 16º andar;
- d) o modelo 4 apresenta forças axiais com ordem de grandeza muito superior aos modelos 2 e 3;
- e) no modelo 4 as forças axiais de tração tem ordem de grandeza superior às forças de compressão.

Obtêm-se, a seguir, os valores das forças axiais para as vigas V13, no mesmo ponto definido para obtenção dos valores dos momentos fletores, ao longo da altura do edifício, devido ao carregamento vertical.

Os valores das forças axiais obtidos, para cada um dos quatro modelos analisados, são apresentados na TAB. 7.5.

TABELA 7.5 – Forças Axiais Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício

FORÇA AXIAL (kN)					
ANDAR	ALTURA (m)	MODELO			
		MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
1º	3,00	(*)	20,49	21,97	-46,03
2º	6,00	(*)	2,43	2,90	-91,76
3º	9,00	(*)	4,36	4,77	-115,84
4º	12,00	(*)	3,60	3,94	-136,99
5º	15,00	(*)	3,18	3,45	-154,70
6º	18,00	(*)	2,78	3,00	-169,57
7º	21,00	(*)	2,42	2,60	-182,04
8º	24,00	(*)	2,09	2,24	-192,50
9º	27,00	(*)	1,79	1,91	-201,27
10º	30,00	(*)	1,52	1,62	-208,61
11º	33,00	(*)	1,27	1,35	-214,72
12º	36,00	(*)	0,99	1,07	-219,81
13º	39,00	(*)	1,29	1,32	-223,91
14º	42,00	(*)	-4,13	-3,91	-229,19
15º	45,00	(*)	36,74	37,06	-214,39
16º	48,00	(*)	-105,21	-111,12	-214,06

(*) valor indeterminado

Com os dados da TAB. 7.5, faz-se o gráfico comparativo para as vigas V13, mostrado na FIG. 7.5. Como os valores das forças axiais do modelo 1 são indeterminados, o gráfico contém apenas os modelos 2, 3 e 4.

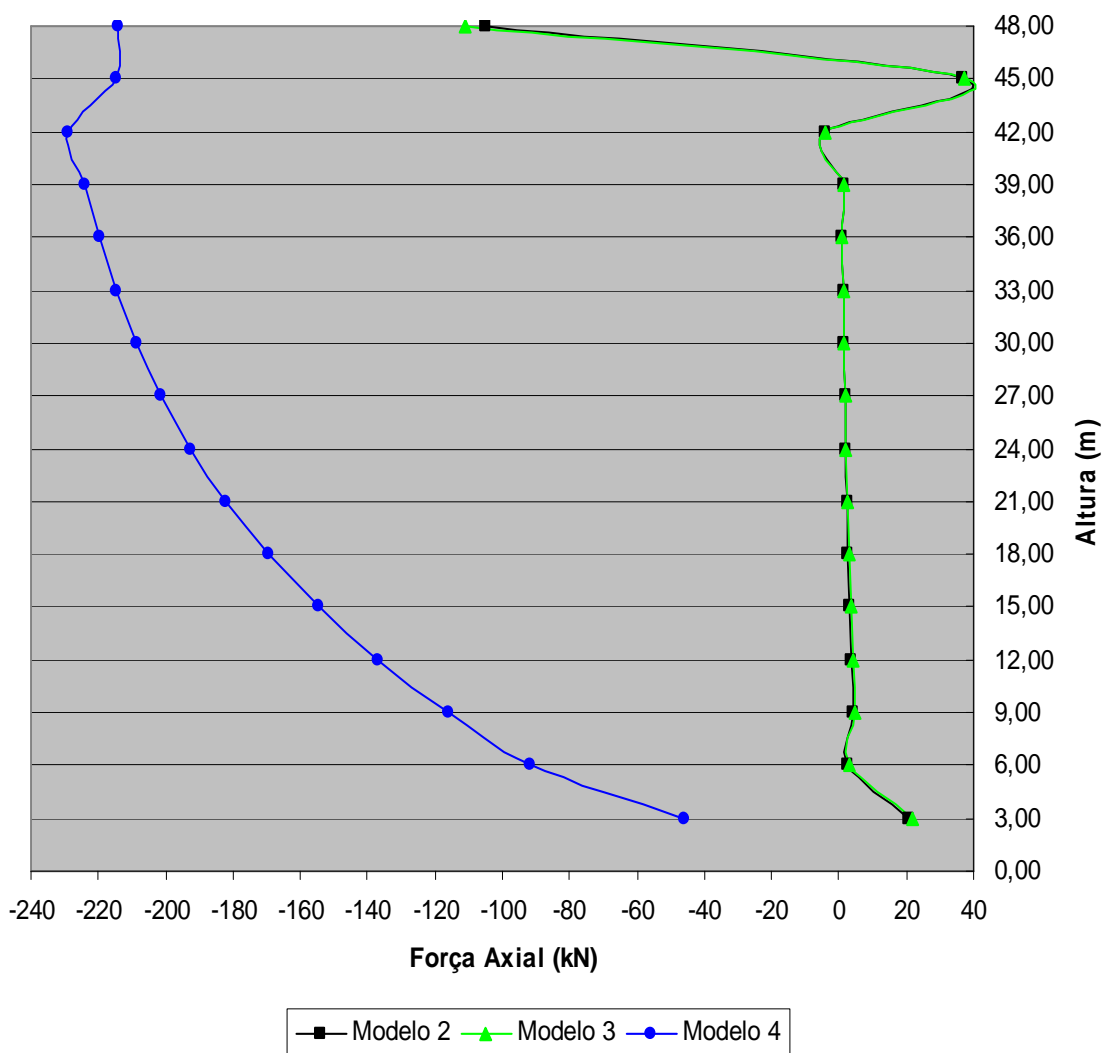


FIGURA 7.5 – Forças Axiais Para as Vigas V13, na Ligação com o Pilar P14, ao Longo da Altura do Edifício

Analisando-se a TAB. 7.5 e a FIG. 7.5, verifica-se o seguinte:

- os modelos 2 e 3 apresentam valores muito próximos entre si mostrando que, neste caso, a influência do trecho rígido na viga é pequena;
- o modelo 4 apresenta valores bastante diferentes dos modelos 2 e 3 mostrando que, neste caso, a influência das conexões OFFSET nas vigas é considerável.

7.3 – Tensões Solicitantes em Elementos de Casca ao Longo da Altura do Edifício

São analisadas as tensões normais σ_y na direção do eixo global Y, devido ao carregamento vertical.

As FIG. 7.6 a 7.11 mostram a distribuição das tensões σ_y na face superior e inferior das lajes do 1º, 8º e 16º andares para os modelos 2, 3 e 4. Note-se que o modelo 1 é incapaz de avaliar estas tensões devido à modelagem da laje como diafragma rígido, ou seja, sem elementos de casca.

Nas FIG. 7.6 a 7.11 mostradas a seguir, as tensões de tração são positivas e as tensões de compressão são negativas. As unidades utilizadas são kN e m.

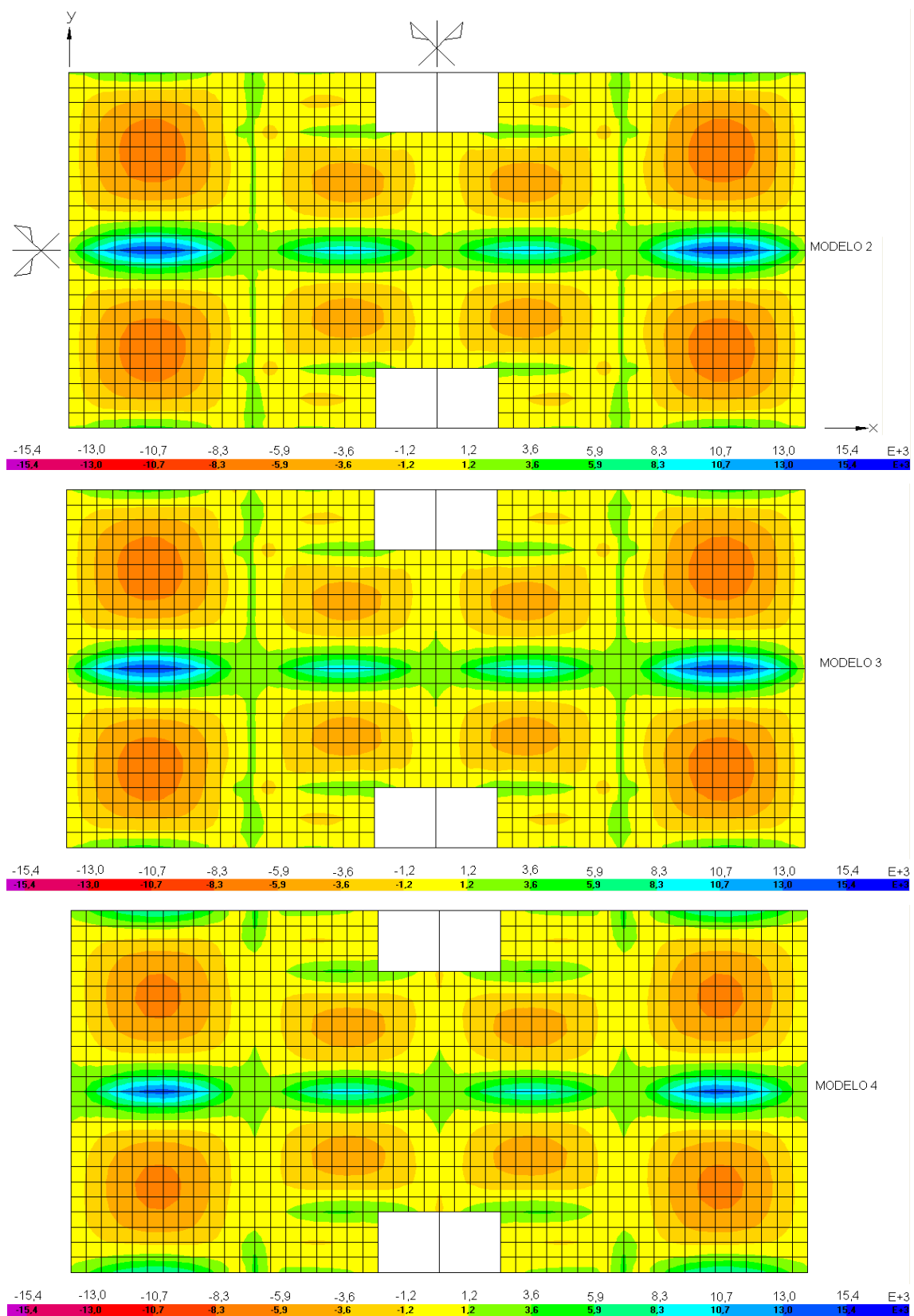


FIGURA 7.6 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m²) na Face Superior da Laje do 1º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

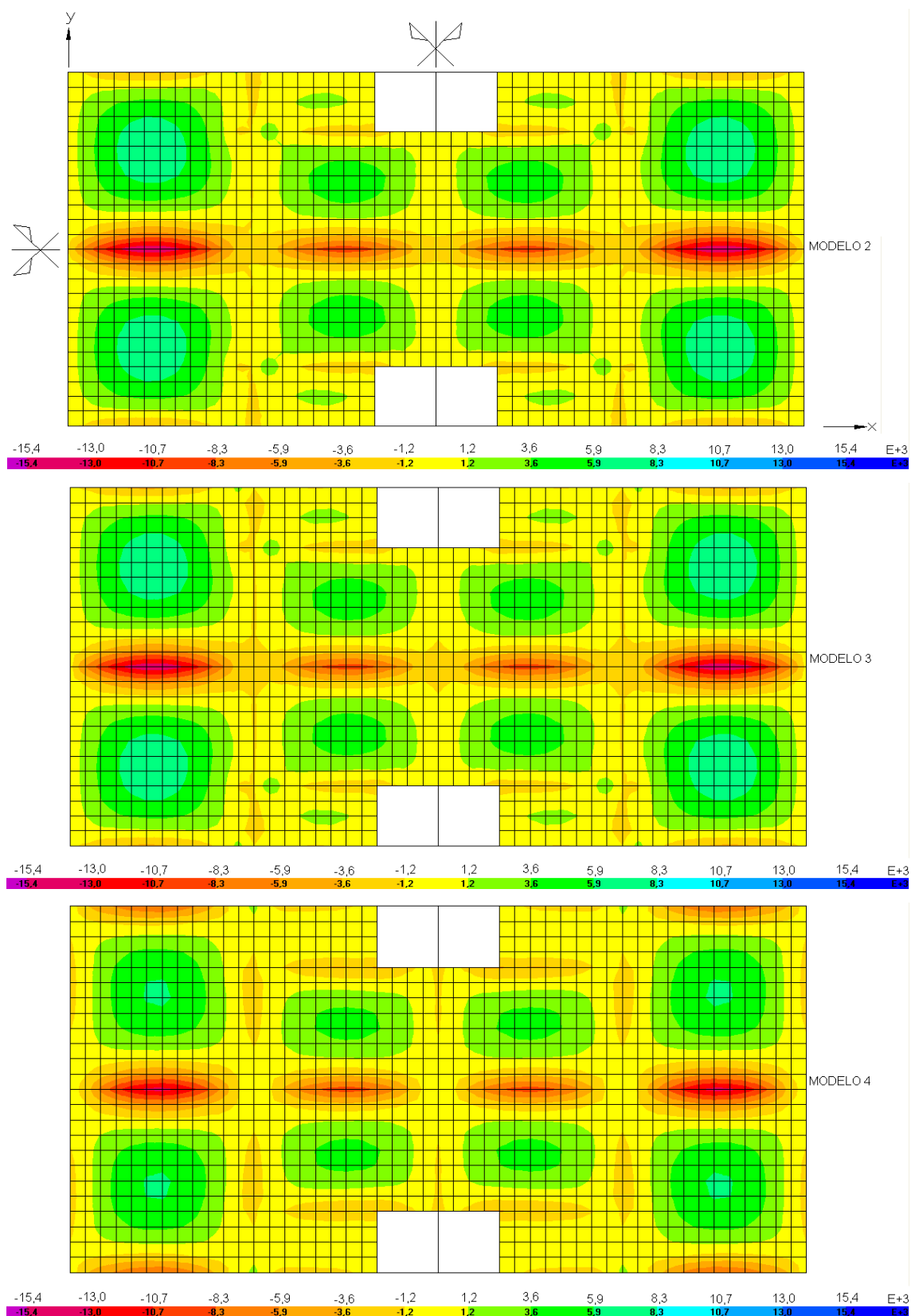


FIGURA 7.7 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m²) na Face Inferior da Laje do 1^o

Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

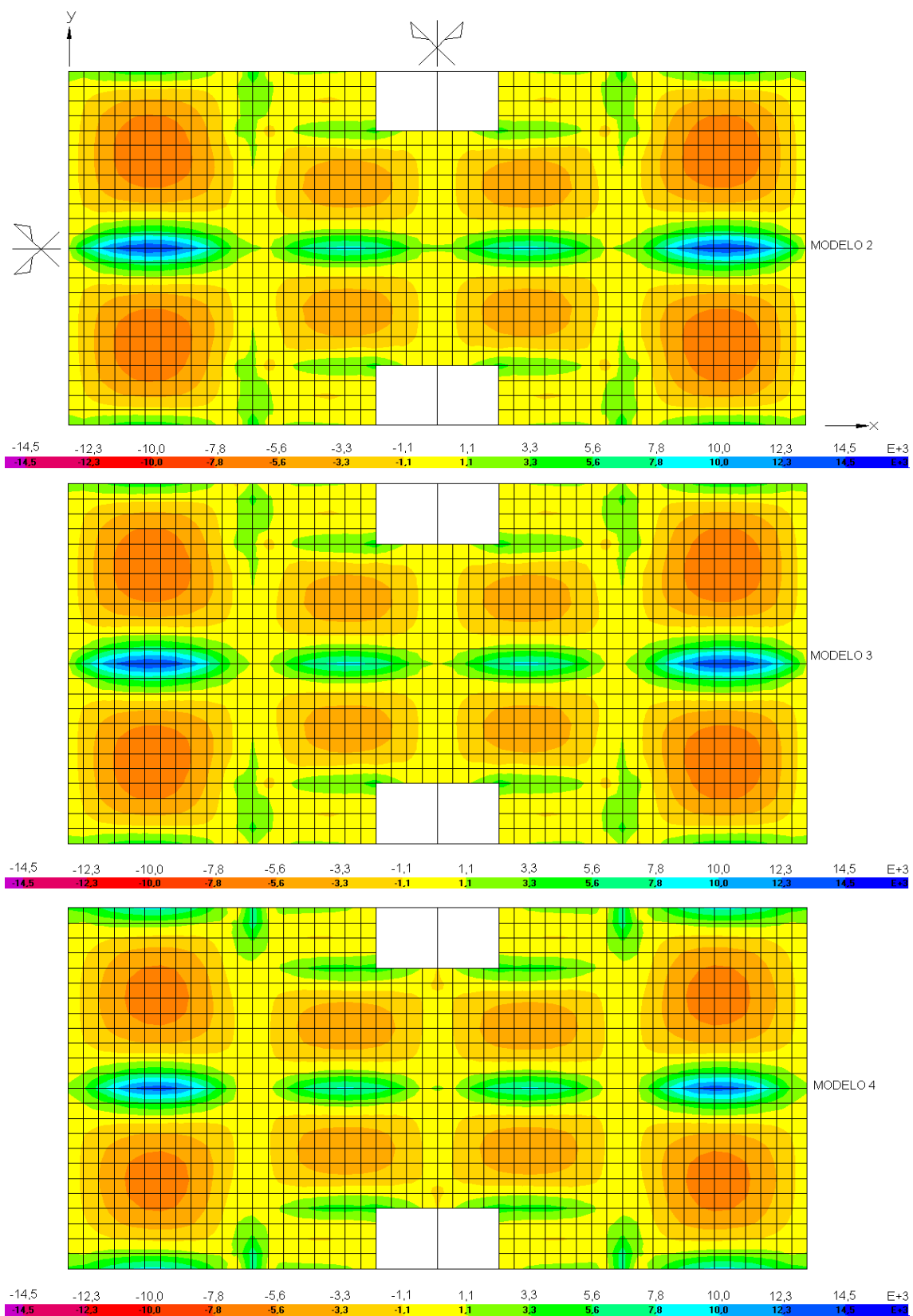


FIGURA 7.8 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m^2) na Face Superior da Laje do 8º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

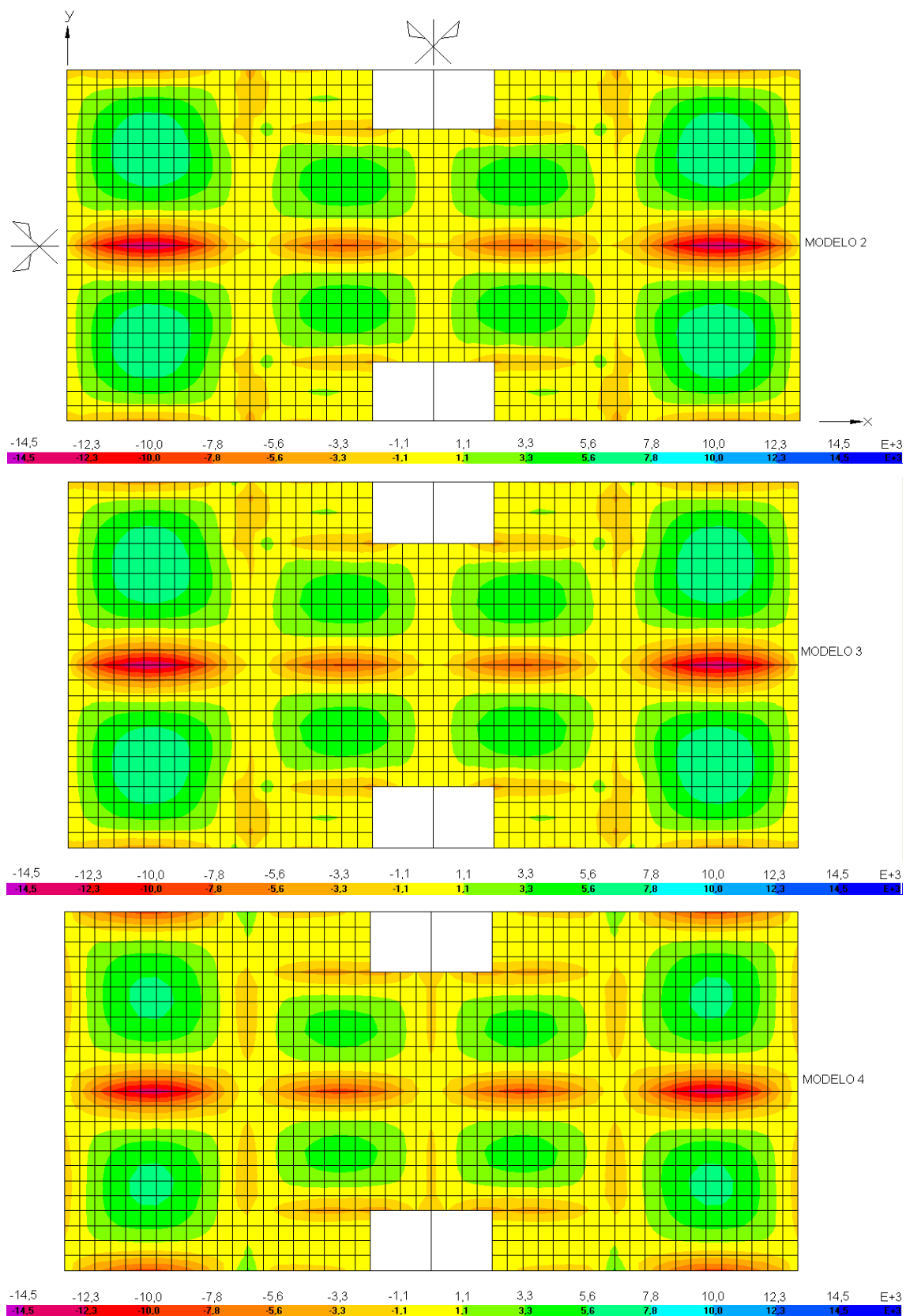


FIGURA 7.9 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m^2) na Face Inferior da Laje do 8º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

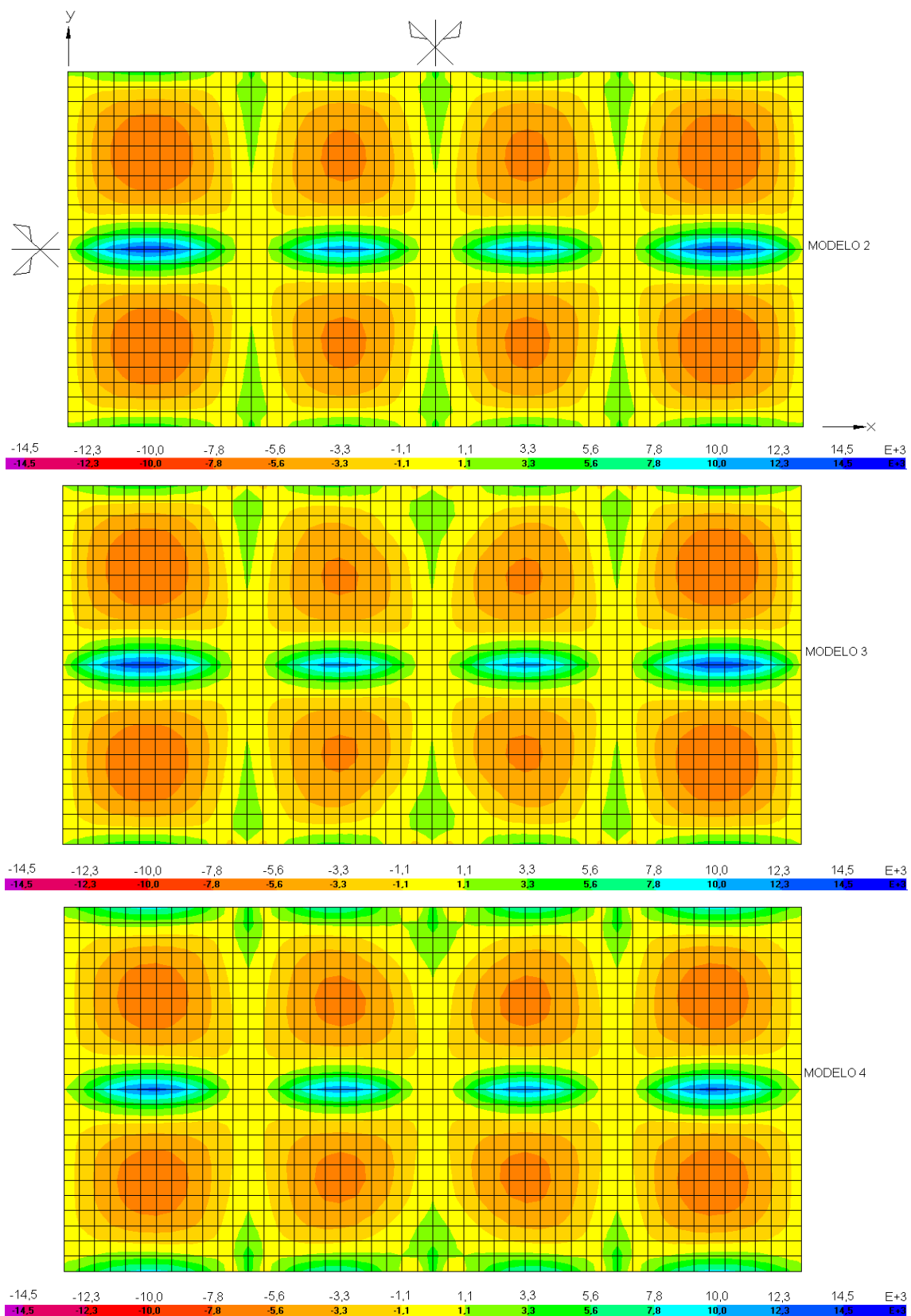


FIGURA 7.10 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m²) na Face Superior da Laje do 16º

Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

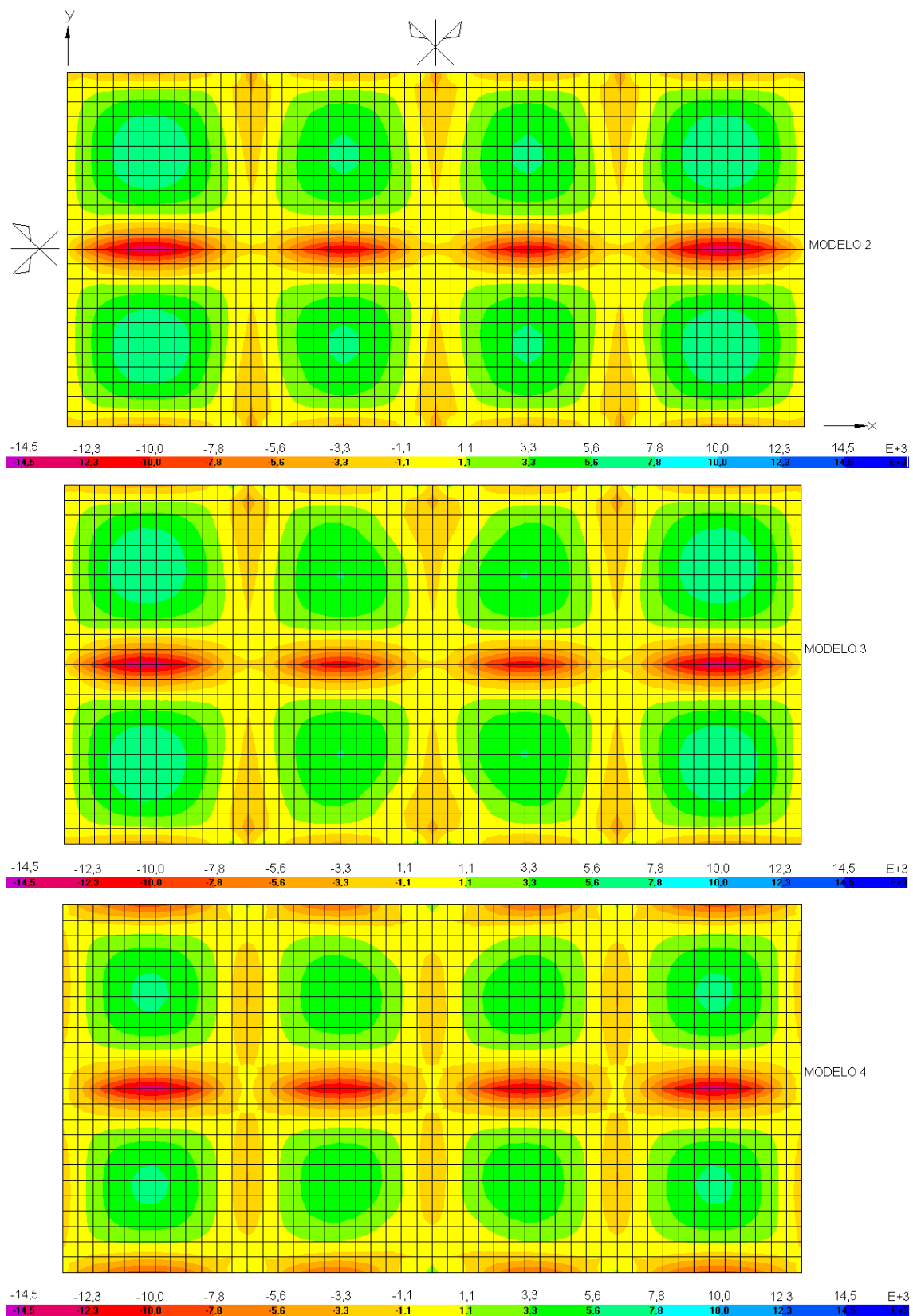


FIGURA 7.11 – Distribuição das Tensões σ_y (kN/m²) na Face Inferior da Laje do 16^o

Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

Analisando-se os diagramas de distribuição de tensões σ_y nas lajes, apresentados nas FIG. 7.6 a 7.11, verifica-se o seguinte:

a) considerando-se a simetria devida à geometria da estrutura e ao carregamento vertical, conclui-se que os eixos paralelos a X e a Y que passam pelo centróide de um plano horizontal qualquer da laje são dois eixos de simetria para a distribuição das tensões σ_y neste plano;

b) observa-se que os valores das tensões σ_y são maiores nas regiões centrais das lajes e nas regiões sobre a viga central paralela à direção X;

c) para os modelos 2 e 3, os valores das tensões σ_y em um ponto qualquer nas lajes são próximos entre si mostrando que, neste caso, é pequena a influência nestes valores devido ao trecho rígido nas vigas;

d) de modo geral, em um ponto qualquer nas lajes o modelo 4 apresenta módulos da tensão σ_y inferiores aos módulos obtidos com os modelos 2 e 3 mostrando que, neste caso, é considerável a influência devido às conexões OFFSET nas vigas;

e) de modo geral, para os modelos 2 e 3, em pontos correspondentes nas faces superior e inferior das lajes, os módulos da tensão σ_y são próximos entre si; todavia os valores algébricos são opostos;

f) de modo geral, para o modelo 4, diferentemente do que ocorre nos modelos 2 e 3, em pontos correspondentes nas faces superior e inferior das lajes, os módulos da tensão σ_y diferem entre si; isto deve-se à presença das conexões OFFSET.

Os gráficos da distribuição de tensões normais σ_y para as lajes do 2º ao 7º e do 9º ao 15º andares são similares aos gráficos apresentados para as lajes do 1º e 8º andares, havendo simplesmente uma pequena diferença nos valores das tensões σ_y .

7.4 – Esforços Solicitantes em Elementos de Casca ao Longo da Altura do Edifício

7.4.1 – Momentos Fletores M_y

São analisados os momentos fletores M_y em torno do eixo global X, devido ao carregamento vertical.

As FIG. 7.12 a 7.14 mostram a distribuição dos momentos fletores M_y das lajes do 1º, 8º e 16º andares para os modelos 2, 3 e 4. Note-se que o modelo 1 é incapaz de avaliar estes momentos fletores devido à modelagem da laje como diafragma rígido, ou seja, sem elementos de casca.

Nas FIG. 7.12 a 7.14 mostradas a seguir, os momentos fletores negativos tracionam a face superior e os momentos fletores positivos tracionam a face inferior das lajes. As unidades utilizadas são kN e m.

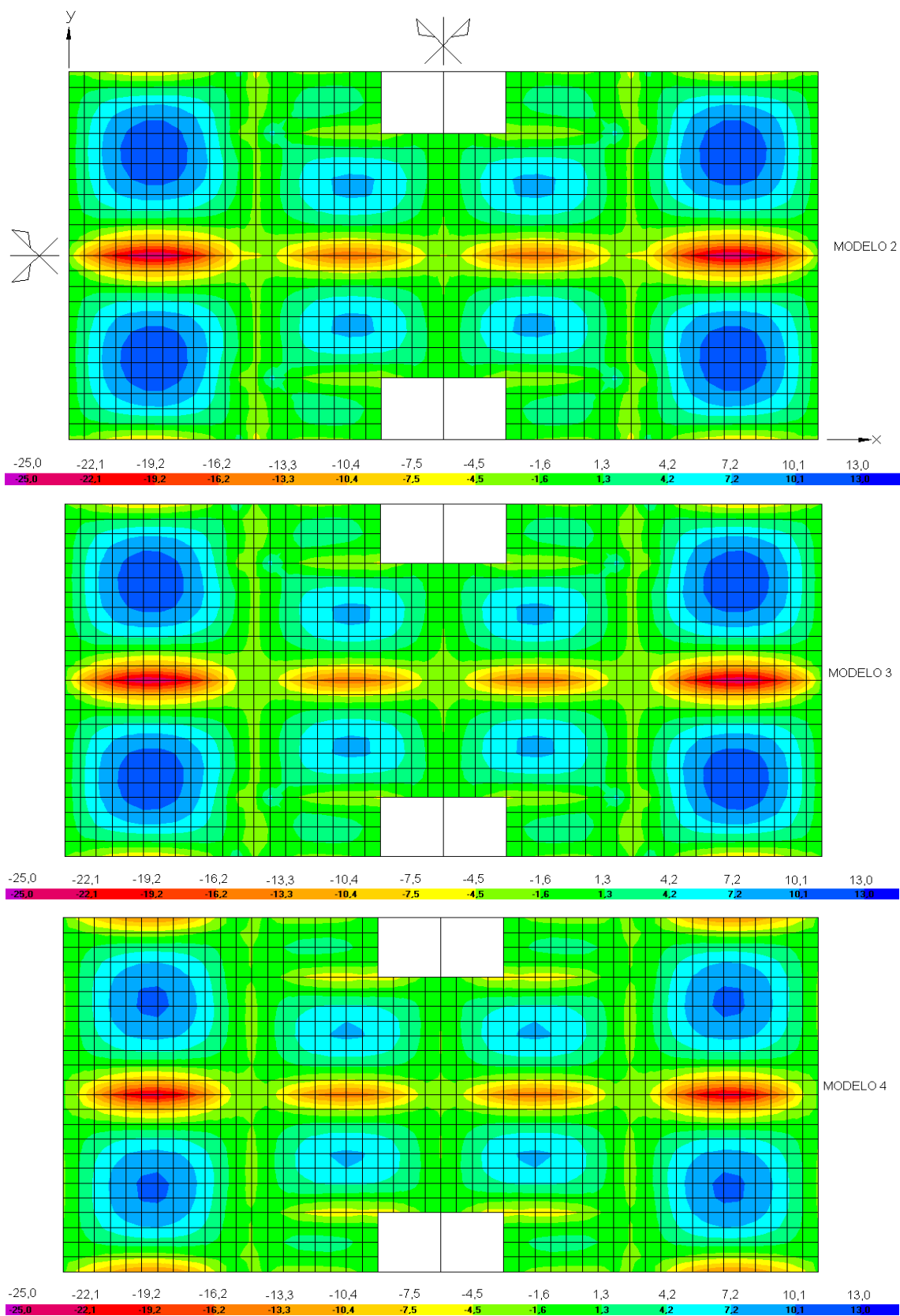


FIGURA 7.12 – Distribuição dos Momentos Fletores M_y (kNxm/m) da Laje do 1º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

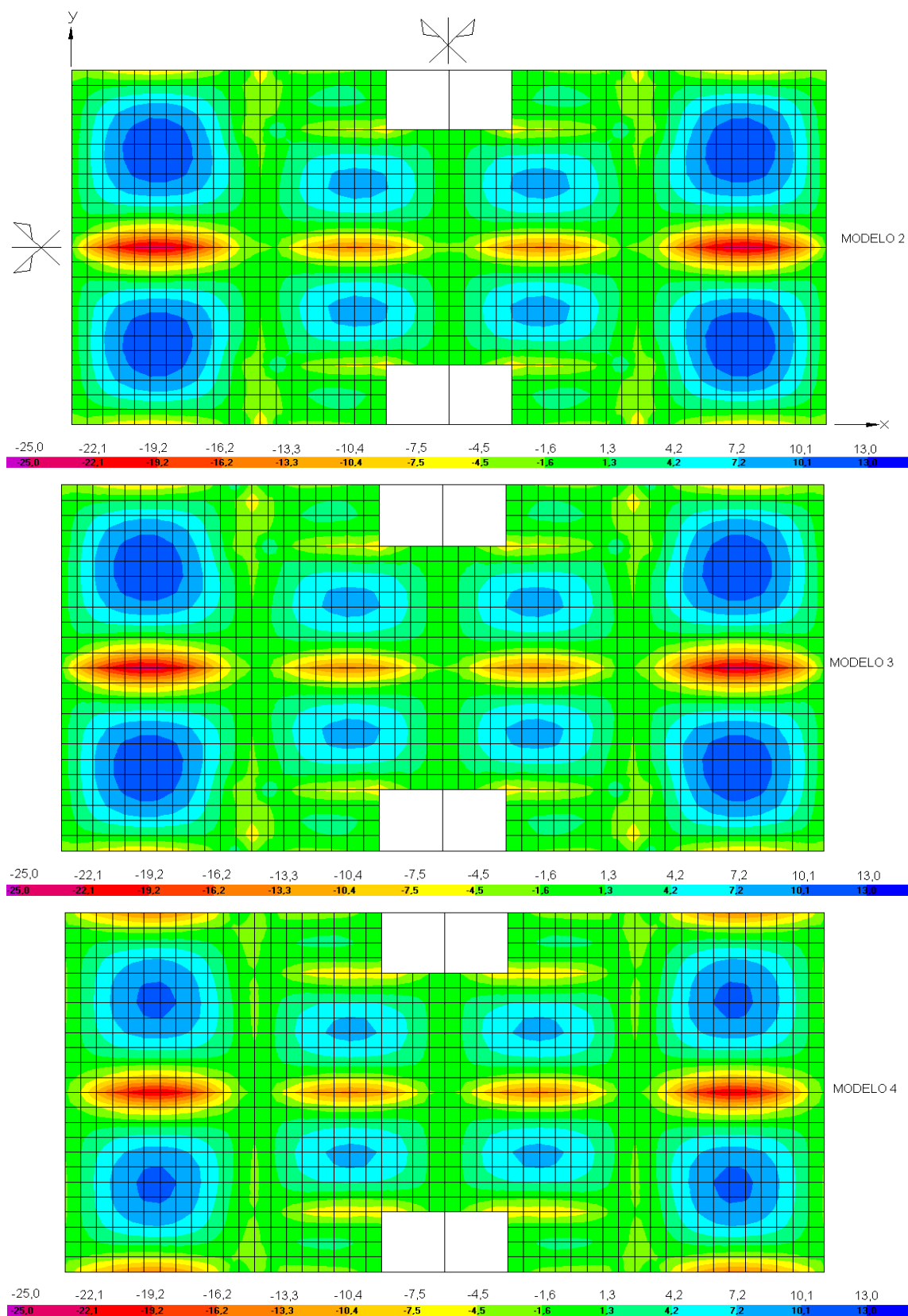


FIGURA 7.13 – Distribuição dos Momentos Fletores M_y (kNxm/m) da Laje do 8º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

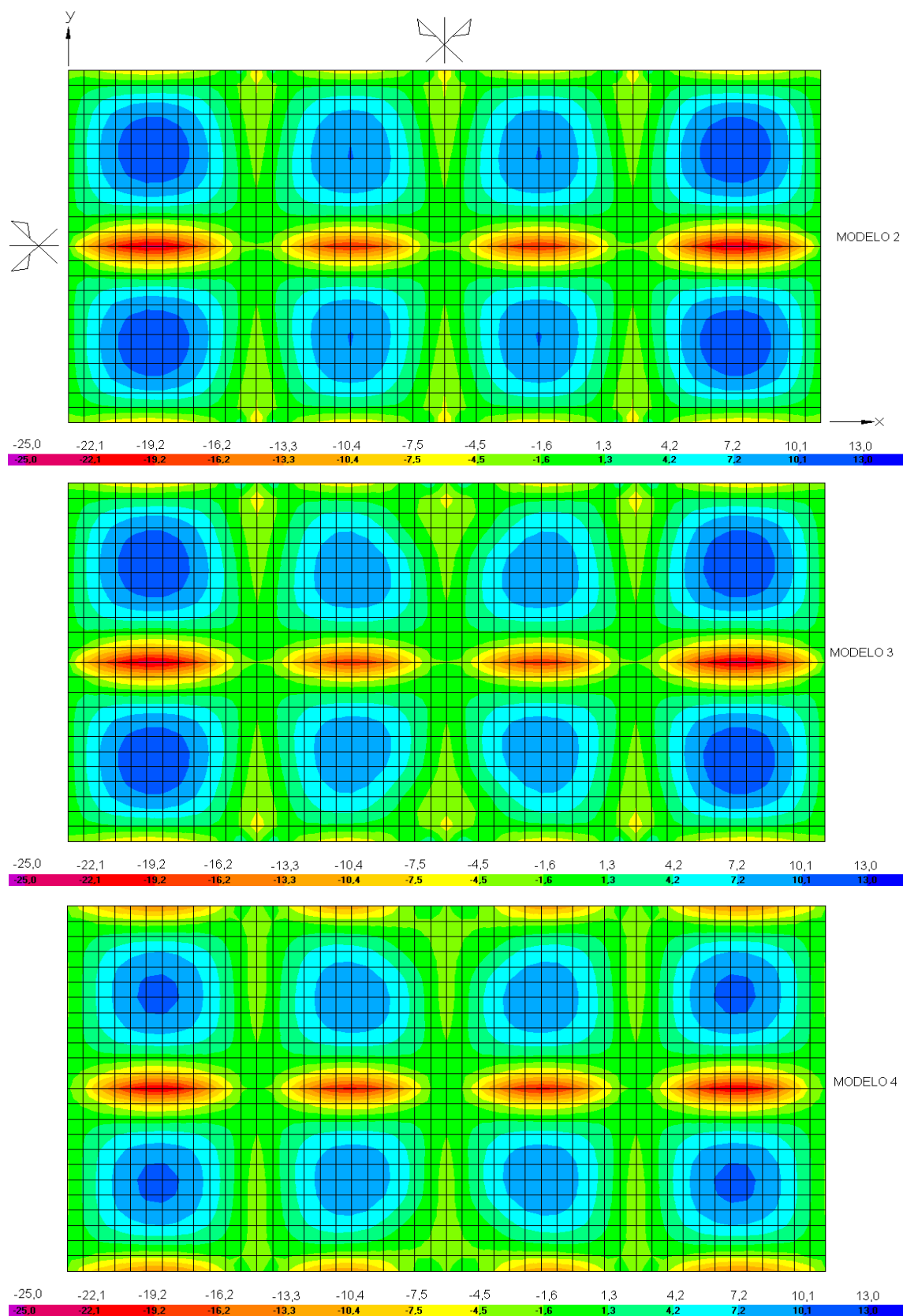


FIGURA 7.14 – Distribuição dos Momentos Fletores M_y (kNm/m) da Laje do 16º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

Analisando-se os diagramas de distribuição dos momentos fletores M_y nas lajes, apresentados nas FIG. 7.12 a 7.14, verifica-se o seguinte:

- a) considerando-se a simetria devida à geometria da estrutura e ao carregamento vertical, conclui-se que os eixos paralelos a X e a Y que passam pelo centróide do plano médio da laje são dois eixos de simetria para a distribuição dos momentos fletores M_y neste plano;
- b) observa-se que os módulos dos momentos fletores M_y são maiores nas regiões centrais das lajes e nas regiões sobre a viga central paralela à direção X;
- c) para os modelos 2 e 3, os valores dos momentos fletores M_y em um ponto qualquer nas lajes são próximos entre si mostrando que, neste caso, é pequena a influência nestes valores devido ao trecho rígido nas vigas;
- d) de modo geral, em um ponto qualquer nas lajes o modelo 4 apresenta módulos dos momentos fletores M_y inferiores aos módulos obtidos com os modelos 2 e 3 mostrando que, neste caso, é considerável a influência devido às conexões OFFSET nas vigas.

Os gráficos da distribuição dos momentos fletores M_y para as lajes do 2º ao 7º e do 9º ao 15º andares são similares aos gráficos apresentados para as lajes do 1º e 8º andares, havendo simplesmente uma pequena diferença nos valores dos momentos fletores.

7.4.2 – Forças de Membrana N_y

São analisadas as forças de membrana N_y na direção do eixo global Y, devido ao carregamento vertical.

As FIG. 7.15 a 7.17 mostram a distribuição das forças de membrana N_y das lajes do 1º, 8º e 16º andares para os modelos 2, 3 e 4. Note-se que novamente o modelo 1 é incapaz de avaliar estas forças de membrana devido à modelagem da laje como diafragma rígido, ou seja, sem elementos de casca.

Nas FIG. 7.15 a 7.17 mostradas a seguir, os valores negativos são forças de membrana de compressão e os valores positivos são forças de membrana tração. As unidades utilizadas são kN e m.

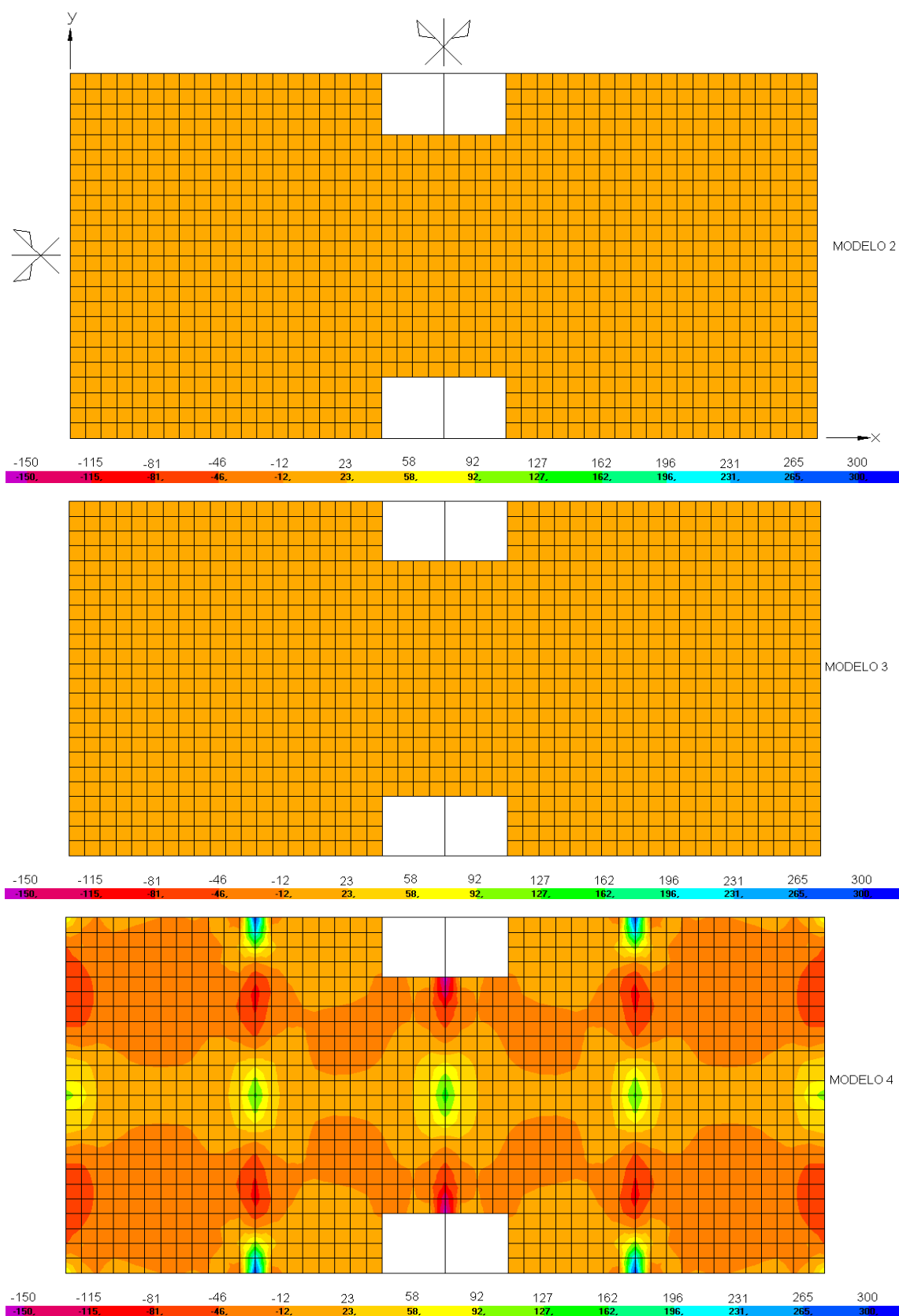


FIGURA 7.15 – Distribuição das Forças de Membrana N_y (kN/m) da Laje do 1º Andar,
Para os Modelos 2, 3 e 4

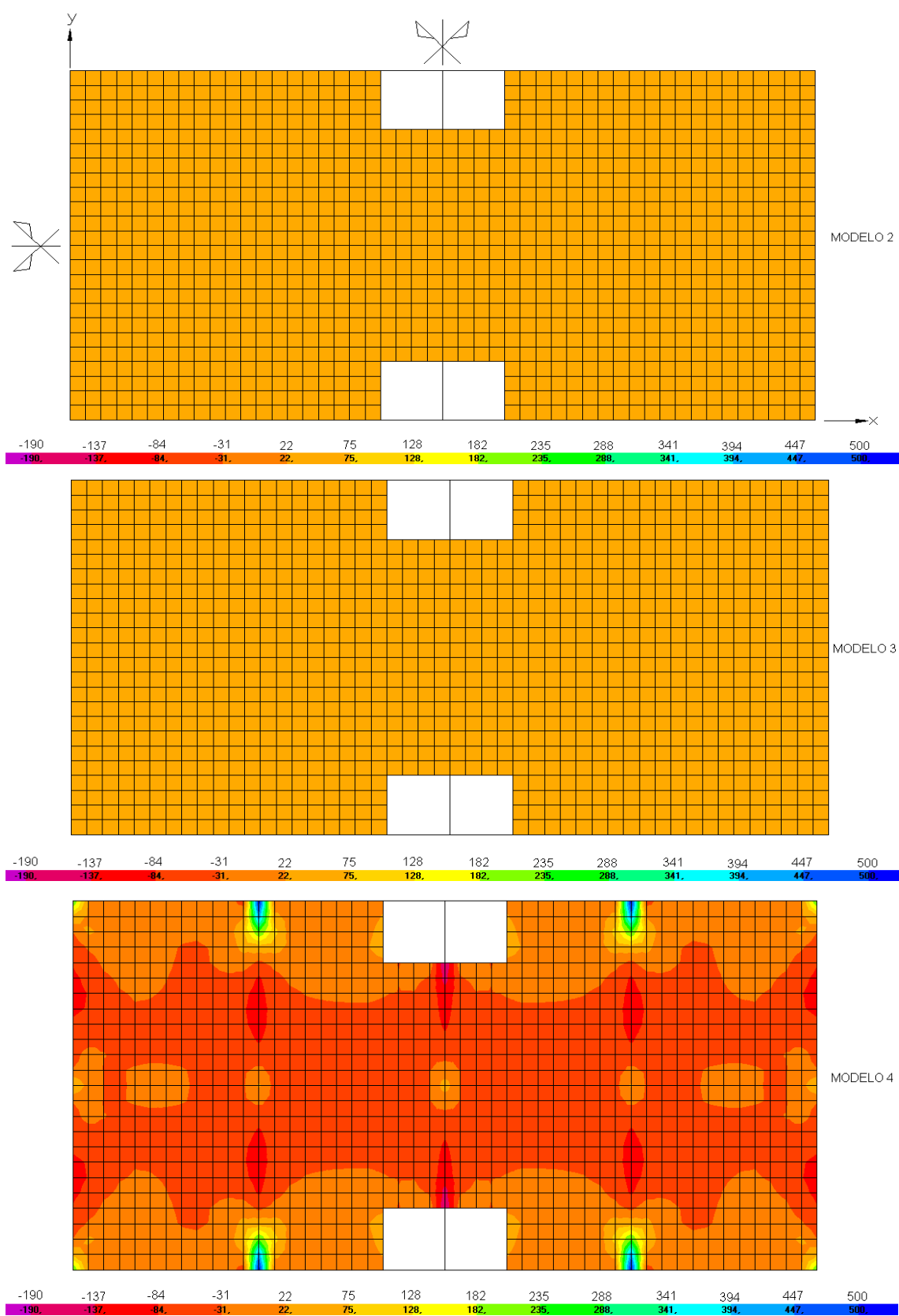


FIGURA 7.16 – Distribuição das Forças de Membrana N_y (kN/m) da Laje do 8º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

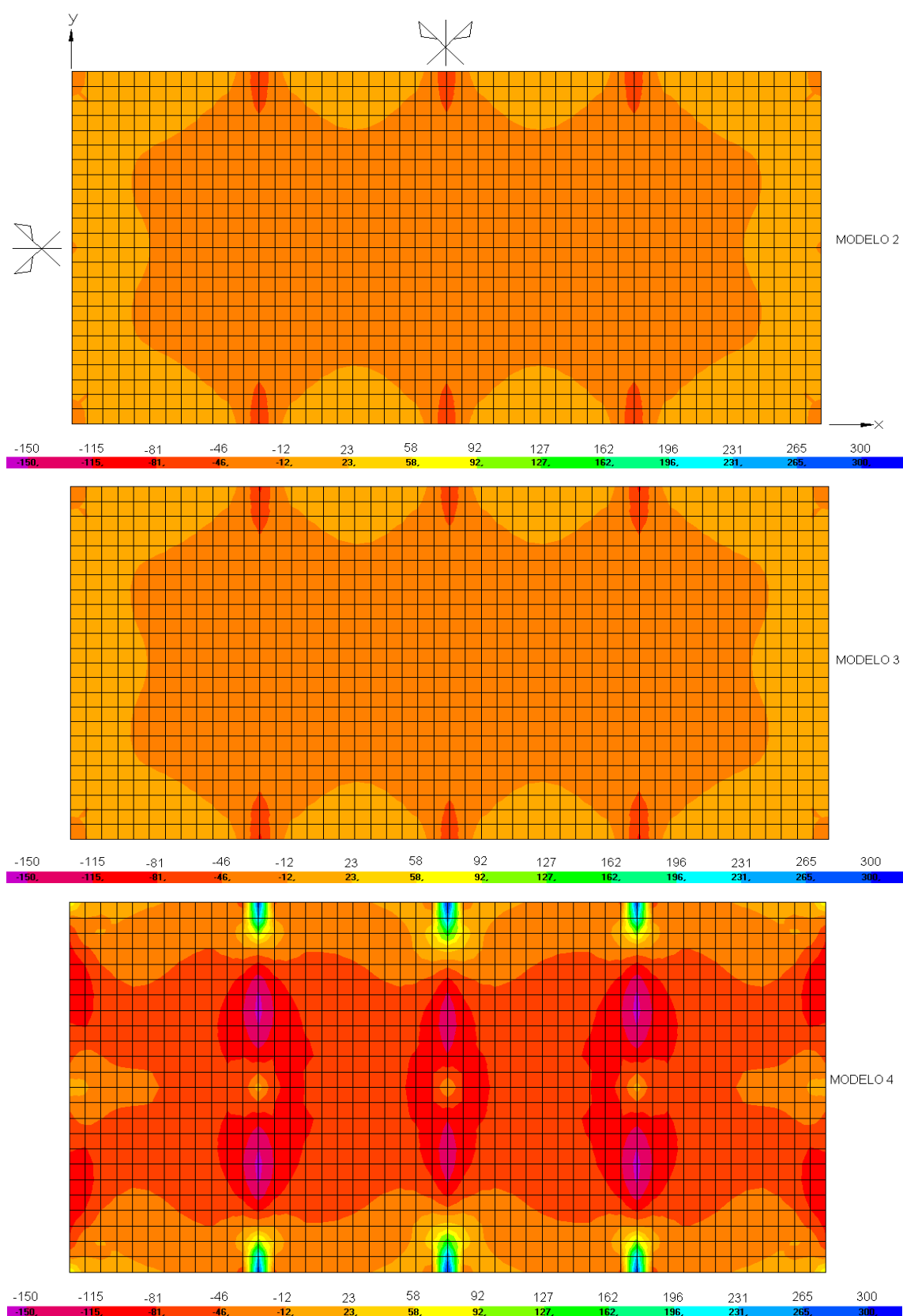


FIGURA 7.17 – Distribuição das Forças de Membrana N_y (kN/m) da Laje do 16º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

Analisando-se os diagramas de distribuição das forças de membrana N_y nas lajes, apresentados nas FIG. 7.15 a 7.17, verifica-se o seguinte:

a) considerando-se a simetria devida à geometria da estrutura e ao carregamento vertical, conclui-se que os eixos paralelos a X e a Y que passam pelo centróide do plano médio da laje são dois eixos de simetria para a distribuição das forças de membrana N_y neste plano;

b) observa-se que os módulos das forças de membrana N_y são maiores nas regiões sobre as vigas paralelas à direção Y;

c) para os modelos 2 e 3, os valores das forças de membrana N_y em um ponto qualquer nas lajes são próximos entre si mostrando que, neste caso, é pequena a influência nestes valores devido ao trecho rígido nas vigas;

d) de modo geral, em um ponto qualquer nas lajes o modelo 4 apresenta módulos das forças de membrana N_y superiores aos módulos obtidos com os modelos 2 e 3 mostrando que, neste caso, é considerável a influência devido às conexões OFFSET nas vigas.

Os gráficos da distribuição das forças de membrana N_y para as lajes do 2º ao 7º e do 9º ao 15º andares são similares aos gráficos apresentados para as lajes do 1º e 8º andares, havendo simplesmente uma pequena diferença nos valores das forças.

7.5 – Deslocamentos Verticais ao Longo da Altura do Edifício

7.5.1 – Deslocamentos Verticais das Vigas V13

São analisados os deslocamentos verticais das vigas V13, ao longo da altura do edifício, devido ao carregamento vertical.

A FIG. 7.18 mostra o esboço da estrutura deformada das vigas V13 em cada andar, para cada um dos quatro modelos analisados.

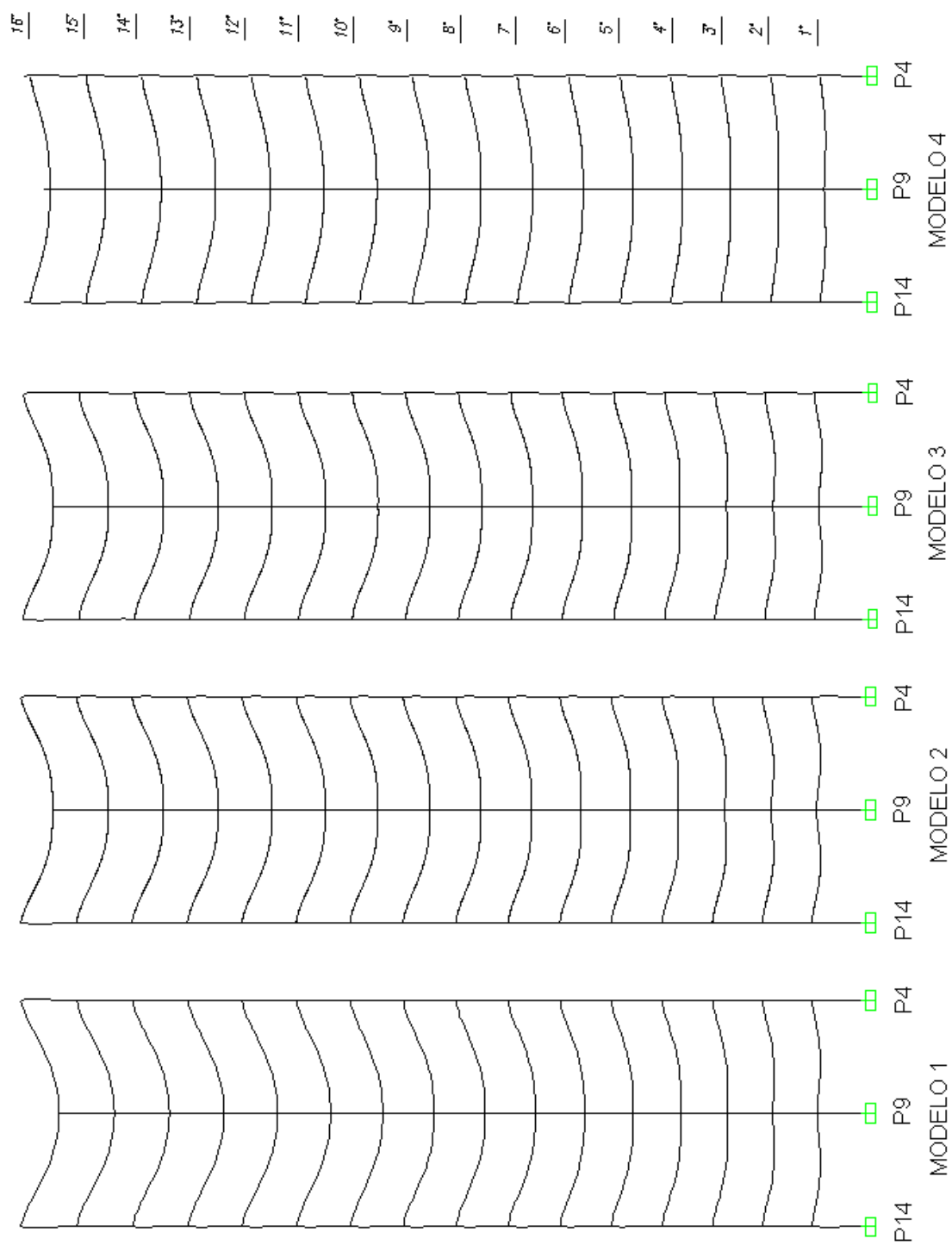


FIGURA 7.18 – Esboço da Estrutura Deformada das Vigas V13, Para os Modelos 1 a 4

Obtêm-se, a seguir, os valores dos deslocamentos verticais, para as vigas V13, no meio do vão entre os pilares P4 e P9, ao longo da altura do edifício.

Os valores dos deslocamentos verticais obtidos, para cada um dos quatro modelos analisados, são apresentados na TAB. 7.6.

TABELA 7.6 – Deslocamentos Verticais da Viga V13, no Meio do Vão Entre P4 e P9, ao Longo da Altura do Edifício

DESLOCAMENTOS VERTICAIS (cm)					
ANDAR	ALTURA (m)	MODELO			
		MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
FUNDAÇÃO	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1°	3,00	-0,43	-0,43	-0,40	-0,33
2°	6,00	-0,67	-0,67	-0,64	-0,56
3°	9,00	-0,91	-0,90	-0,86	-0,78
4°	12,00	-1,12	-1,11	-1,07	-0,98
5°	15,00	-1,32	-1,30	-1,26	-1,15
6°	18,00	-1,50	-1,47	-1,43	-1,32
7°	21,00	-1,66	-1,63	-1,58	-1,46
8°	24,00	-1,81	-1,77	-1,72	-1,60
9°	27,00	-1,94	-1,89	-1,84	-1,71
10°	30,00	-2,05	-2,00	-1,95	-1,81
11°	33,00	-2,15	-2,09	-2,04	-1,90
12°	36,00	-2,23	-2,17	-2,12	-1,97
13°	39,00	-2,29	-2,23	-2,18	-2,03
14°	42,00	-2,34	-2,28	-2,22	-2,07
15°	45,00	-2,37	-2,31	-2,25	-2,10
16°	48,00	-2,41	-2,36	-2,31	-2,14

Com os dados da TAB. 7.6, faz-se o gráfico comparativo para as vigas V13, mostrado na FIG. 7.19.

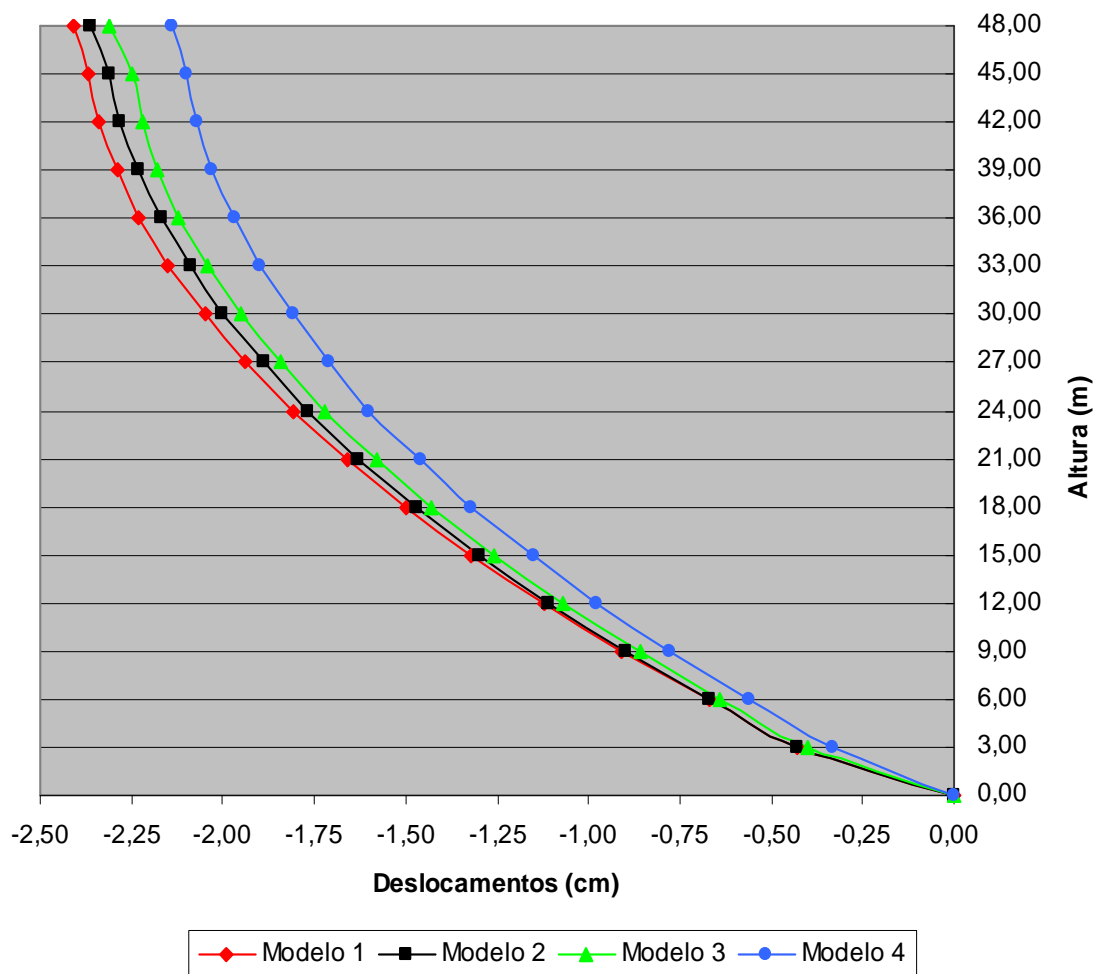


FIGURA 7.19 – Deslocamentos Verticais Para as Vigas V13, no Meio do Vão Entre P4 e P9, ao Longo da Altura do Edifício

Analisando-se a TAB. 7.6 e a FIG. 7.19, verifica-se o seguinte:

- os modelos 1 e 2 apresentam resultados muito próximos entre si, mostrando que a modelagem da laje como diafragma rígido está bem próxima da modelagem da laje com elementos de casca;
- os deslocamentos verticais diminuem na ordem crescente da numeração dos modelos analisados;
- o modelo 4 apresenta valores, em módulo, inferiores aos modelos 1, 2 e 3 em todos os andares; isto ocorre devido à utilização das conexões OFFSET.

Para mostrar o módulo da variação percentual, em relação ao modelo 1, dos valores dos deslocamentos verticais da viga V13 no meio do vão entre P4 e P9, em cada um dos modelos analisados, utiliza-se a Eq. 7.3:

$$\Delta d\% = \frac{d_i - d_1}{d_1} \times 100 \quad (7.3)$$

onde:

$\Delta d\%$ representa a variação percentual dos deslocamentos verticais em relação ao modelo 1;

d_i representa o valor dos deslocamentos verticais do modelo i ($i = 2, 3$ ou 4);

d_1 representa o valor dos deslocamentos verticais do modelo 1.

A TAB. 7.7 apresenta a variação percentual $\Delta d\%$ descrita anteriormente:

TABELA 7.7 – Variação Percentual $\Delta d\%$, Em Relação ao Modelo 1, dos Deslocamentos Verticais da Viga V13 no Meio do Vão Entre P4 e P9

ANDAR	$\Delta d\%$		
	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
1°	0,00	-6,98	-23,26
2°	0,00	-4,48	-16,42
3°	-1,10	-5,49	-14,29
4°	-0,89	-4,46	-12,50
5°	-1,52	-4,55	-12,88
6°	-2,00	-4,67	-12,00
7°	-1,81	-4,82	-12,05
8°	-2,21	-4,97	-11,60
9°	-2,58	-5,15	-11,86
10°	-2,44	-4,88	-11,71
11°	-2,79	-5,12	-11,63
12°	-2,69	-4,93	-11,66
13°	-2,62	-4,80	-11,35
14°	-2,56	-5,13	-11,54
15°	-2,53	-5,06	-11,39
16°	-2,07	-4,15	-11,20

Analisando-se a TAB. 7.7, verifica-se o seguinte:

- a) para o modelo 2, as variações percentuais dos deslocamentos verticais são pequenas, em relação ao modelo 1; o módulo máximo das variações percentuais é de 2,79%, no 11° andar;
- b) para o modelo 3, as variações percentuais dos deslocamentos verticais também são pequenas, em relação ao modelo 1; o módulo máximo das variações percentuais é de 6,98%, no 1° andar;
- c) para o modelo 4, as variações percentuais dos deslocamentos verticais, em relação ao modelo 1, são mais significativas; o módulo máximo das variações percentuais é de 23,26% e ocorre no 1° andar.

7.5.2 – Deslocamentos Verticais das Lajes

São analisados os deslocamentos verticais das lajes, devido ao carregamento vertical.

As FIG. 7.20 a 7.22 mostram a distribuição dos deslocamentos verticais das lajes do 1º, 8º e 16º andares para os modelos 2, 3 e 4. Note-se que o modelo 1 é incapaz de avaliar estes deslocamentos devido à modelagem da laje como diafragma rígido, ou seja, sem elementos de casca.

Nas FIG. 7.20 a 7.22 mostradas a seguir, a unidade utilizada é m.

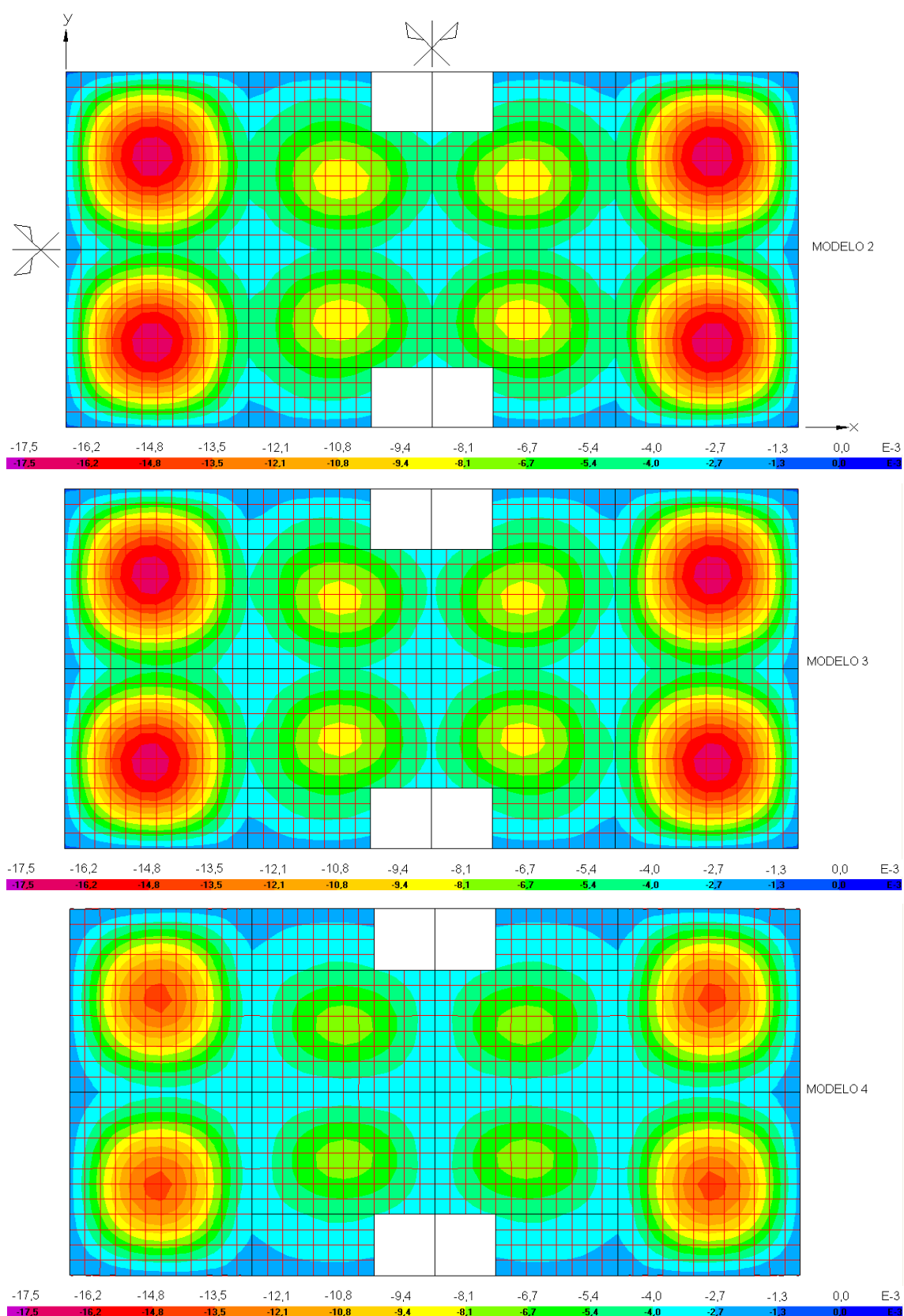


FIGURA 7.20 – Distribuição dos deslocamentos verticais (m) da Laje do 1º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

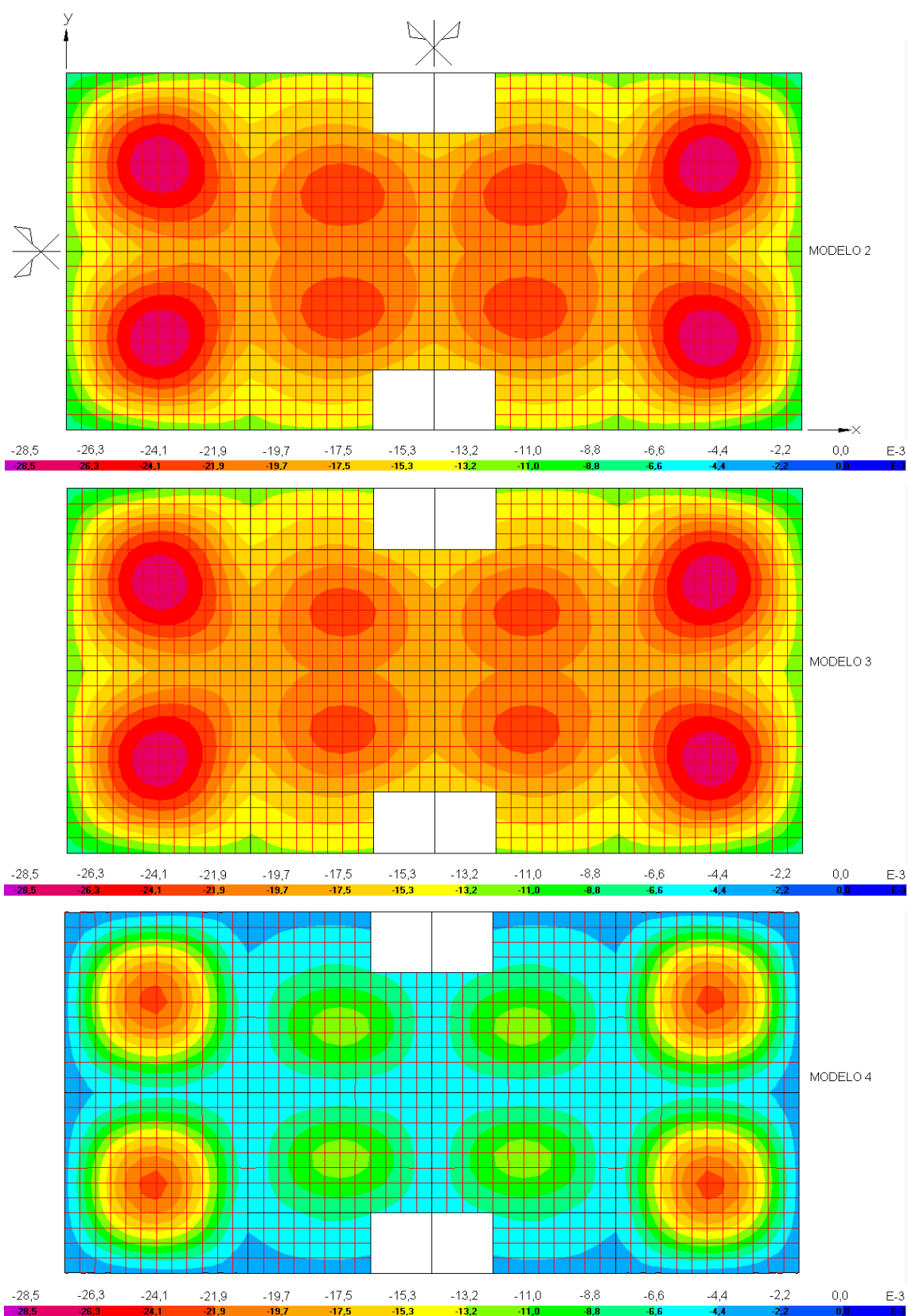


FIGURA 7.21 – Distribuição dos deslocamentos verticais (m) da Laje do 8º Andar, Para os Modelos 2, 3 e 4

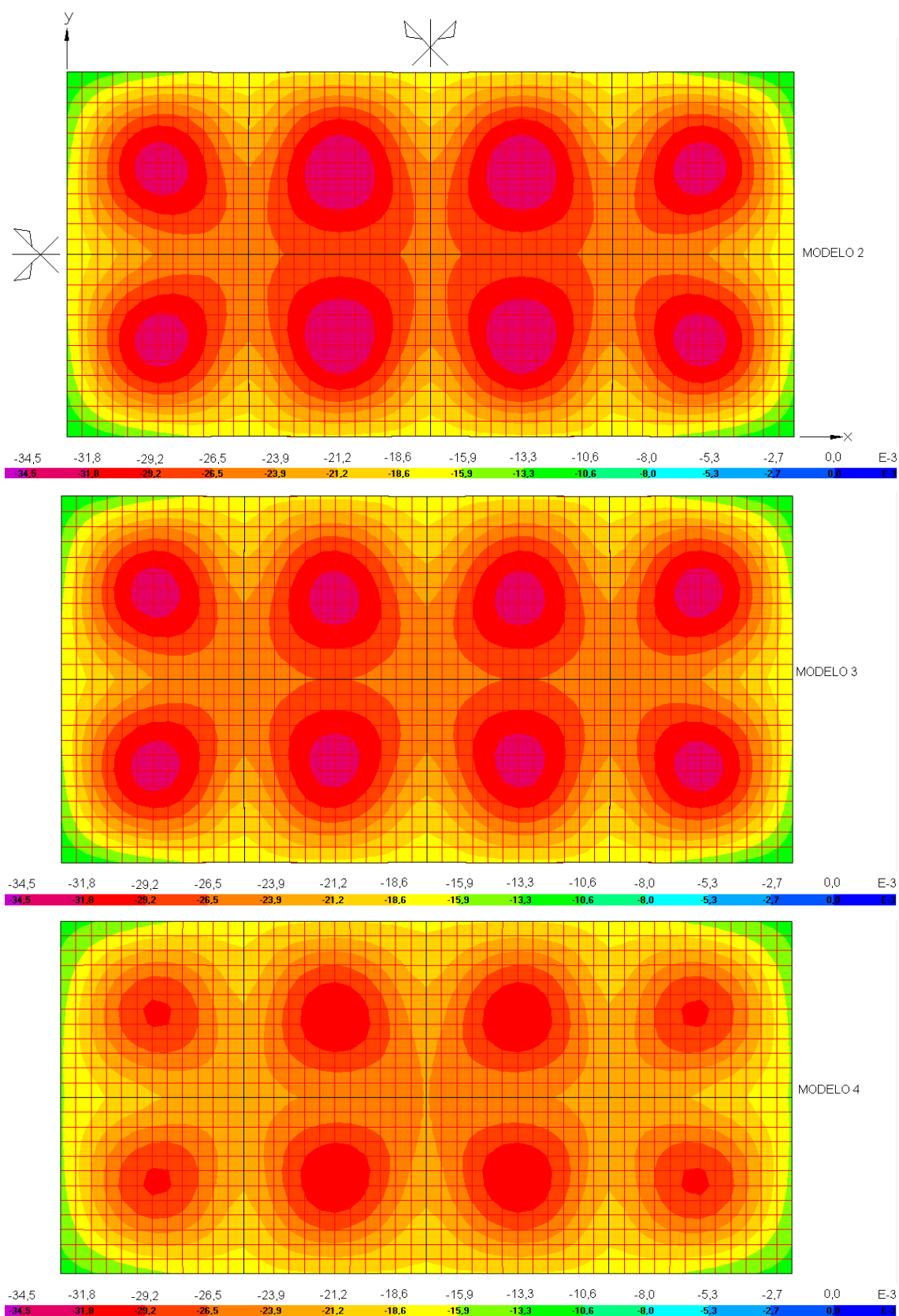


FIGURA 7.22 – Distribuição dos deslocamentos verticais (m) da Laje do 16º Andar,
Para os Modelos 2, 3 e 4

Analisando-se os diagramas de distribuição dos deslocamentos verticais das lajes, apresentados nas FIG. 7.20 a 7.22, verifica-se o seguinte:

a) considerando-se a simetria devida à geometria da estrutura e ao carregamento vertical, conclui-se que os eixos paralelos a X e a Y que passam pelo centróide do plano médio da laje são dois eixos de simetria para a distribuição dos deslocamentos verticais neste plano;

b) observa-se que os módulos dos deslocamentos verticais são maiores nas regiões centrais das lajes;

c) para os modelos 2 e 3, os valores dos deslocamentos verticais em um ponto qualquer nas lajes são próximos entre si mostrando que, neste caso, é pequena a influência nestes valores devido ao trecho rígido nas vigas;

d) de modo geral, em um ponto qualquer nas lajes o modelo 4 apresenta módulos dos deslocamentos verticais inferiores aos módulos obtidos com os modelos 2 e 3 mostrando que, neste caso, é considerável a influência devido às conexões OFFSET nas vigas.

Os gráficos da distribuição dos deslocamentos verticais para as lajes do 2º ao 7º e do 9º ao 15º andares são similares aos gráficos apresentados para as lajes do 1º e 8º andares, havendo simplesmente uma pequena diferença nos valores dos deslocamentos.

8

CONCLUSÕES

Durante o desenvolvimento dos capítulos 6 e 7, ocorreu a maior parte das conclusões, obtidas através da análise dos quatro modelos apresentados. Faz-se, agora, uma síntese do trabalho desenvolvido bem como algumas considerações adicionais.

No capítulo 3 foi apresentada a estrutura do edifício a ser estudado. Foram dadas informações relativas aos materiais e seções transversais dos elementos estruturais, bem como dimensões em planta e em elevação do edifício.

No capítulo 4 foram feitas considerações detalhadas sobre a modelagem da estrutura apresentada no capítulo 3. Foram expostos os tipos de elementos finitos utilizados na modelagem bem como suas características. Houve também a descrição do trecho rígido, do diafragma rígido e das conexões OFFSET. Por último, foi apresentada a discretização da estrutura analisada e os carregamentos considerados nesta análise.

No capítulo 5 foram descritos os quatro modelos estruturais analisados. No modelo 1 foram utilizados apenas elementos de barra, para a modelagem das vigas e dos pilares; a laje foi modelada através dos diafragmas rígidos. No modelo 2 foram utilizados

elementos de barra para a modelagem das vigas e pilares e elementos de casca para a modelagem das lajes; neste modelo, os diafragmas rígidos foram suprimidos. O modelo 3 é semelhante ao modelo 2, mas considerou-se o trecho rígido nas vigas que fazem ligação com os pilares. Já o modelo 4 é semelhante ao modelo 3, tendo a mais a consideração das conexões OFFSET nas vigas.

No capítulo 6 foram feitas comparações entre os quatro modelos, sujeitos ao carregamento horizontal. Analisando-se os resultados obtidos através dos modelos 1 e 2 e comparando-os entre si, verificou-se que o modelo 1 foi incapaz de determinar as forças axiais das vigas e as tensões σ_y das lajes. Observou-se que o modelo 2 apresenta-se mais próximo da realidade do que o modelo 1, devido à presença dos elementos de casca, o que permitiu considerar a rigidez à flexão das lajes na rigidez da estrutura (o que não ocorre no modelo 1). Observou-se que para essa estrutura, os resultados analisados e comparados foram muito próximos entre si. Entretanto, diferenças maiores podem ocorrer alterando-se as propriedades geométricas dos elementos estruturais.

Verificou-se que os resultados encontrados para os modelos 2 e 3, para a estrutura analisada, também ficaram próximos entre si. Porém, o modelo 3 apresenta-se mais próximo da realidade do que o modelo 2, devido a consideração do trecho rígido. Muito se discute sobre qual seria o comprimento mais correto a se utilizar para o trecho rígido. Neste trabalho, utilizou-se a recomendação da norma brasileira NBR-6118 (2003). Mais atenção deve ser dada a este assunto nas modelagens, pois discrepâncias maiores entre os resultados podem ser encontradas, dependendo das seções transversais dos pilares e das vigas.

O modelo 4 é o que melhor representa a estrutura real. Verificou-se que os resultados encontrados com o modelo 4 diferem bastante dos resultados encontrados com os demais modelos, principalmente em relação ao modelo 1. Conclui-se, então, que o modelo 4 deve ser mais utilizado pelos escritórios de projetos para a modelagem dos edifícios de andares múltiplos, em substituição ao modelo 1, que ainda é um dos modelos mais utilizados pelos escritórios de projetos.

No capítulo 7 foram feitas comparações entre os quatro modelos, sujeitos agora ao carregamento vertical. Verificou-se novamente que o modelo 1 foi incapaz de determinar as forças axiais das vigas bem como as forças de membrana, os momentos fletores, as tensões σ_y e os deslocamentos verticais das lajes. Observou-se que o modelo 2 apresenta-se mais próximo da realidade do que o modelo 1, devido à presença dos elementos de casca, que além de considerar a rigidez à flexão das lajes na rigidez da estrutura, possibilita uma distribuição mais exata e real do carregamento que atua nas lajes (o que não ocorre no modelo 1). Observou-se que para essa estrutura, os resultados analisados e comparados foram muito próximos entre si. Entretanto, diferenças maiores podem ocorrer alterando-se as propriedades geométricas dos elementos estruturais.

Verificou-se que os resultados encontrados para os modelos 2 e 3, para a estrutura analisada, também ficaram próximos entre si. Porém, o modelo 3 apresenta-se mais próximo da realidade do que o modelo 2, devido a consideração do trecho rígido. Mais atenção deve ser dada a este assunto nas modelagens, pois discrepâncias maiores entre os resultados podem ser encontradas, dependendo das seções transversais dos pilares e das vigas.

O modelo 4 é o que melhor representa a estrutura real. Verificou-se que os resultados encontrados com o modelo 4 diferem bastante dos resultados encontrados com os demais modelos, principalmente em relação ao modelo 1. Conclui-se, novamente, que o modelo 4 deve ser mais utilizado pelos escritórios de projetos para a modelagem dos edifícios de andares múltiplos, em substituição ao modelo 1, que ainda é um dos modelos mais utilizados pelos escritórios de projetos.

Percebe-se que há uma grande importância quanto à definição do modelo estrutural que melhor represente a estrutura real. Porém, até hoje foram feitos poucos estudos sobre as considerações apresentadas neste trabalho, principalmente se tratando do modelo 4. Sugere-se que novos estudos sejam feitos em cima do modelo 4, considerando-se outros tipos de estruturas, com diversas propriedades geométricas dos elementos estruturais e que seja feita uma análise mais detalhada quanto à distribuição de tensões ao longo da seção transversal das vigas e lajes. Sugere-se ainda que seja feito um estudo

considerando-se como seção transversal da viga somente a nervura abaixo da laje, fazendo com que não haja sobreposição de materiais da laje e da viga.

ANEXO A

COEFICIENTE γ_z

O coeficiente γ_z é um coeficiente que avalia a importância dos esforços de segunda ordem globais em estruturas reticuladas. Neste trabalho faz-se um estudo sucinto deste coeficiente, sem maiores detalhes teóricos. Decidiu-se pelo estudo do coeficiente γ_z quando da defesa do projeto de dissertação, na qual houve uma sugestão neste sentido.

Segundo a NBR-6118 / 2003, o coeficiente γ_z é válido para estruturas de no mínimo quatro andares e pode ser calculado a partir dos resultados de uma análise de primeira ordem. Nesta análise, a não-linearidade física do concreto armado deve ser considerada. A NBR-6118 / 2003 apresenta uma consideração aproximada para a determinação da não-linearidade física, reduzindo-se a rigidez dos elementos estruturais, conforme valores apresentados a seguir:

a) lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 \times E_{ci} \times I_c$;

b) vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 \times E_{ci} \times I_c$, para $A_s' \neq A_s$;

c) pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 \times E_{ci} \times I_c$;

onde:

$(EI)_{sec}$ é a rigidez secante;

E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

A_s é a armadura de tração;

A_s' é a armadura de compressão.

O coeficiente γ_z é determinado, segundo a NBR-6118, conforme a Eq. A.1, apresentada a seguir:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (A.1)$$

onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

De acordo com o valor encontrado para o coeficiente γ_z , classifica-se a estrutura de duas maneiras. Se o valor do coeficiente for inferior ou igual a 1,10, classifica-se a estrutura como sendo de nós fixos e pode-se dizer que os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis. Se o valor do coeficiente for superior a 1,10, a estrutura é classificada como sendo de nós móveis e admite-se que os efeitos globais de 2ª ordem não são desprezíveis. Neste caso, se o valor estiver compreendido no intervalo entre 1,10 e 1,30 (inclusive), deve-se fazer uma majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada. Esta majoração consiste em multiplicar esses esforços horizontais pelo fator $0,95\gamma_z$. Para valores acima de 1,30, o coeficiente γ_z não pode mais ser usado como fator multiplicativo de majoração dos esforços. Uma vez encontrado valor superior a este limite, devem ser utilizados outros métodos de análise para que seja levado em conta o efeito da deslocabilidade da estrutura, ou então, o calculista pode enrijecer a estrutura de modo que o valor do coeficiente γ_z fique abaixo de 1,30.

A seguir são calculados os valores do coeficiente γ_z para a estrutura em estudo neste trabalho, para as direções Y e X, considerando-se os quatro modelos apresentados no capítulo 5. O efeito da não-linearidade física do concreto deve ser considerado no cálculo dos deslocamentos laterais do edifício. Esta consideração é feita conforme apresentado na página anterior, fazendo-se uma redução nas rigidezes dos elementos

estruturais. Para a determinação dos deslocamentos laterais, são consideradas as cargas horizontais e verticais. A TAB. A.1 mostra os valores dos deslocamentos laterais, na direção Y, ao longo da altura do edifício em estudo, para os quatro modelos e a TAB. A.2 mostra os valores dos deslocamentos laterais ao longo da altura do edifício, na direção X.

TABELA A.1 – Deslocamentos Laterais ao Longo da Altura do Edifício, na Direção Y

DESLOCAMENTOS LATERAIS - DIREÇÃO Y (cm)				
ANDAR	MODELO			
	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
FUNDAÇÃO	0,00	0,00	0,00	0,00
1°	0,25	0,24	0,22	0,16
2°	0,71	0,70	0,63	0,39
3°	1,24	1,21	1,09	0,63
4°	1,76	1,72	1,54	0,87
5°	2,27	2,22	1,98	1,09
6°	2,76	2,69	2,39	1,31
7°	3,21	3,13	2,78	1,52
8°	3,62	3,54	3,14	1,71
9°	4,00	3,91	3,47	1,89
10°	4,34	4,24	3,76	2,06
11°	4,64	4,53	4,03	2,21
12°	4,90	4,79	4,25	2,34
13°	5,11	4,99	4,44	2,46
14°	5,28	5,16	4,59	2,55
15°	5,41	5,28	4,70	2,63
16°	5,50	5,37	4,79	2,69

TABELA A.2 – Deslocamentos Laterais ao Longo da Altura do Edifício, na Direção X

DESLOCAMENTOS LATERAIS - DIREÇÃO X (cm)				
ANDAR	MODELO			
	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3	MODELO 4
FUNDAÇÃO	0,00	0,00	0,00	0,00
1º	0,21	0,21	0,20	0,15
2º	0,56	0,55	0,54	0,38
3º	0,93	0,92	0,89	0,62
4º	1,29	1,27	1,23	0,85
5º	1,63	1,61	1,56	1,07
6º	1,95	1,92	1,87	1,28
7º	2,24	2,22	2,15	1,47
8º	2,51	2,48	2,41	1,65
9º	2,76	2,72	2,64	1,81
10º	2,97	2,94	2,85	1,96
11º	3,16	3,12	3,03	2,08
12º	3,32	3,28	3,18	2,19
13º	3,44	3,41	3,31	2,28
14º	3,54	3,50	3,40	2,35
15º	3,61	3,57	3,46	2,40
16º	3,65	3,61	3,50	2,43

A TAB. A.3 apresenta os valores do coeficiente γ_z . É utilizada a carga vertical total por andar encontrada no item 4.4, as cargas horizontais totais por andar apresentadas no item 4.3 e as TAB. A.1 e TAB. A.2 de deslocamentos laterais por andar e por modelo, nas direções Y e X respectivamente.

TABELA A.3 – Coeficiente γ_z

Modelo	Coeficiente γ_z	
	Direção Y	Direção X
Modelo 1	1,11	1,16
Modelo 2	1,11	1,16
Modelo 3	1,10	1,15
Modelo 4	1,05	1,10

Analisando-se os valores encontrados para o γ_z para cada modelo e em cada direção, conclui-se o seguinte:

a) para o modelo 1, tanto na direção Y como na direção X, os valores de γ_z encontrados são superiores a 1,10 e inferiores a 1,30; portanto, em ambas as direções, a estrutura é classificada como sendo de nós móveis; assim sendo, é utilizado o fator multiplicativo de majoração dos esforços horizontais, igual a 1,05 (Eq. A.2) para a direção Y e igual a 1,10 (Eq. A.3) para a direção X:

$$0,95 \times \gamma_z = 0,95 \times 1,11 = 1,05 \quad (\text{A.2})$$

$$0,95 \times \gamma_z = 0,95 \times 1,16 = 1,10; \quad (\text{A.3})$$

b) para o modelo 2, repete-se a situação descrita anteriormente para o modelo 1, pois os valores encontrados para o coeficiente γ_z foram os mesmos;

c) para o modelo 3, na direção Y o valor de γ_z encontrado é 1,10; portanto, nesta direção, a estrutura é classificada como sendo de nós fixos; assim sendo, não é necessária a utilização do fator multiplicativo de majoração dos esforços horizontais, pois se considera que os esforços de 2ª ordem não são significativos; porém, na direção X o valor de γ_z encontrado é 1,15, fazendo com que, nesta direção, a estrutura seja classificada como sendo de nós móveis; consequentemente, é utilizado o fator multiplicativo de majoração dos esforços horizontais, sendo igual a 1,09 (Eq. A.4):

$$0,95 \times \gamma_z = 0,95 \times 1,15 = 1,09; \quad (\text{A.4})$$

d) para o modelo 4, tanto na direção Y como na direção X, os valores de γ_z encontrados são inferiores ou iguais a 1,10; portanto, em ambas as direções, a estrutura é classificada como sendo de nós fixos; assim sendo, não é necessária a utilização do fator multiplicativo de majoração dos esforços horizontais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento (NBR 6118/2003)*. Rio de Janeiro, 2003, 170p.

CORRÊA, M. R. S. – *Aperfeiçoamento de Modelos Usualmente Empregados no Projeto de Sistemas Estruturais de Edifícios*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1991, 331p.

COSTA, C. B. – *Considerações Sobre Alguns Modelos Clássicos Para Análise Estrutural de Edifícios de Andares Múltiplos Sujeitos à Ações de Forças Laterais*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, UFMG, 2003, 170p.

COSTA, C. B.; VASCONCELLOS FILHO, A. – *Modelos Planos Versus Modelo Espacial na Análise de Edifícios de Andares Múltiplos Sujeitos à Ação de Forças Laterais*. XXIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. Ouro Preto, 2003, 16p.

HOROWITZ, B.; MARQUES FILHO, S. J. P. J. – *Efeito da Seção do Pilar na Flexibilidade de Nós Internos de Pórticos em Concreto Armado*. Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves, 2007, 17p.

KALMANOK, A. S. – *Manual Para Cálculo de Placas*. Tradução do Russo para o Espanhol, Ed. Interciencias, Montevideo, Uruguay, 1961.

KRYKSUNOV, E. Z.; MYKYTARENKO, M. A. – *Experience of Design and Analysis of Multistory Buildings*. Computer Methods in Mechanics, Gliwice, Poland, 2003, 7p.

LOPES, F. A. F.; OLIVEIRA, R. A. – *Influência da Rigidez à Flexão das Lajes na Estabilidade das Edificações em Concreto Armado*. Anais do 44º Congresso Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte, 2002, 14p.

Manuais do Programa SAP2000.

MARTINS, C. H.; ANTUNES, H. M. - *Influência da Rigidez Transversal à Flexão das Lajes e os Parâmetros de Estabilidade α e γ_2* . Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 1999, 16p.

STEHLING, A. M. D. - *Análise Tridimensional pelo Método dos Elementos Finitos dos Esforços nos Elementos Estruturais de Um Edifício Alto com Estrutura de Aço Sujeito à Ação de Forças Laterais e Com Transição no Sistema de Estabilização Lateral*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, UFMG, 2005, 248p.

STEHLING, A. M. D.; VASCONCELLOS FILHO, A.; FAKURY, R. H. – *Estudo das Tensões nas Lajes de um Edifício Alto Estruturado em Aço com Transição no Sistema de Estabilização Lateral*. XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. Guarapari, 2005, 17p.

VASCONCELLOS FILHO, A. - *Edifícios de Andares Múltiplos*. Tese Apresentada em Concurso de Professor Titular. Edições Engenharia, Escola de Engenharia, UFMG, 1981.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

ANDOLFATO, R. P.; CAMACHO, J. S.; MAURÍCIO, R. M. - *Estudo Comparativo dos Processos de Análise da Estabilidade Global de Edifícios*. Anais do 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Vitória, 2003, 16p.

ANTUNES, H. M.; IWAMOTO, R. K. – *A Importância da Consideração da Interação Solo-Estrutura Para Edifícios de Múltiplos Andares*. Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 1999, 11p.

ANTUNES, H. M.; JUNIOR, E. S.; MARTINS, C. H. - *Interação Núcleo Estrutural e Lajes de Pavimentos*. Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 1999, 13p.

CAMPOS, M. R. - *Projeto e Implementação de um Software Amigável para Análise de Placas Ortótropas com Enrijecedores*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, UFMG, 1996, 195p.

CAMPOS, M. R.; VASCONCELLOS FILHO, A. – *Plenar – Um Software Didático e Amigável para Análise de Placas com Enrijecedores*. Anais das XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Volume IV, pgs. 1467 a 1476, Brasil, 1997.

CARVALHO, B. A. - *Análise Comparativa pelo Método dos Elementos Finitos de Modelos Tridimensionais Clássicos e Evolutivos do Sistema Estrutural de um Edifício Alto em Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, UFMG, 2004, 134p.

COELHO, A. O. L. - *Influência das Etapas de Construção e Carregamento na Análise de Pórticos Planos em Edifícios Altos*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, UFMG, 2003, 229p.

FINTEL, M. - *Handbook of Concrete Engineering*, Van Nostrand Reinhold Company, 1974.

FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; BORGES, A. C. L. - *Análise do Comportamento Estrutural de Um Edifício Esbelto de 36 Pavimentos*. Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves, 2007, 16p.

FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; ESPINOSA, A. A. H.; PEDROSA, A. V. A. C. - *Características e Parâmetros Estruturais de Edifícios de Múltiplos Andares em Concreto Armado Construídos na Cidade do Recife*. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Olinda, 2005, 12p.

LIMA, J. S. - *Verificações da Punção e da Estabilidade Global em Edifícios de Concreto: Desenvolvimento e Aplicação de Recomendações Normativas*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001, 240p.

LIMA, J. S.; GUARDA, M. C. C. - *Utilização do Coeficiente γ_z como Majorador de Efeitos de Primeira Ordem em Edifícios Altos*. Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 1999, 15p.

LIMA, J. S.; GUARDA, M. C. C. - *Comparação Entre o Parâmetro α e o Coeficiente γ_z na Análise da Estabilidade Global de Edifícios Altos*. Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 1999, 12p.

LORIGGIO, D. D.; BANKI, A. L. - *Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Contraventamento*. Anais do 42º Congresso Brasileiro do Concreto. Fortaleza, 2000, 16p.

MARANHÃO, G. M. – *Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade*. Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 1999, 16p.

MATEUS, F. M. - *Influência das Deformações Axiais dos Pilares e das Etapas de Construção e Carregamento na Análise Estrutural de Edifícios Altos com Lajes Lisas*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, UFMG, 2003, 187p.

MIRANDA, L. R.; CARVALHO, R. C. – *Análise da Estabilidade Global e Efeitos de Segunda Ordem de Pórticos para Edifício de Pequeno Porte sob a Ação de Vento*. Anais das XXXII Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural. Campinas, 2006, 16p.

OLIVEIRA, J. C. A. O; MELLO, E. L.; MORAES, M. C. – *Estudo Sobre a Rigidez das Paredes Estruturais*. Anais do 44º Congresso Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte, 2002, 15p.

OÑATE, E. – *Calculo de Estructuras por el Metodo de Elementos Finitos – Análisis Estático Lineal*, CIMNE, 1995.

PEREZ, G. B. - *Análise Comparativa de Modelos do Sistema Estrutural de um Edifício de Andares Múltiplos em Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, UFMG, 1999, 406p.

PEREZ, G. B.; VASCONCELLOS FILHO, A. – *Comparação de Modelos Clássicos para Cálculo da Estrutura de um Edifício de Andares Múltiplos*. Anais do IV SIMMEC – Simpósio Mineiro de Mecânica Computacional, pgs. 259 a 266, Uberlândia, 2000.

PITANGUEIRA, R.; VASCONCELLOS FILHO, A. - *Uso do Programa PLENOR para Análise de Estruturas Reticuladas*. Escola de Engenharia, UFMG, 1999.

PRADO, J. F. M. A. – *Estruturas de Edifícios em Concreto Armado Submetidas a Ações de Construção*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999, 184p.

SILVA, F. J. B. – *Análise Comparativa pelo Método dos Elementos Finitos de Modelos Tridimensionais de um Edifício Alto em Concreto Armado com Sistema Estrutural Tubular e Núcleo Central*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia, UFMG, 2006, 273p.

TIMOSHENKO, S. P.; KRIEGER S. W. - *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill Book Company, 1999.

UGURAL, A. C. - *Stresses in Plates and Shells*. McGraw-Hill Book Company, 1981.

VASCONCELLOS FILHO, A. - *Análise Estrutural de Edifícios Altos - Cópias de Transparências*. Escola de Engenharia, UFMG, 2002.

VASCONCELLOS FILHO, A.; CAMPOS, M. R. - *Programa PLENOR - Exemplos de Aplicação*. Escola de Engenharia, UFMG, 1996.

VASCONCELLOS FILHO, A.; MAIA, E. V.; SILVA, R. P. - *Programas para Cálculo de Estruturas de Barras*. Escola de Engenharia, UFMG, 1995.

WEAVER Jr., W.; JOHNSTON, P .R. - *Finite Elements for Structural Analysis*. Prentice-Hall, 1984.

WEAVER Jr.,W.; GERE, J. M. - *Matrix Analysis of Framed Structures*. Van Nostrand Reinhold, 1990.

ZERMIANI, F. L.; LORIGGIO, D. D. – *Análise Comparativa Entre os Métodos P-Delta e da Matriz de Rigidez Geométrica para a Análise e Modelamento de Estruturas*

de Concreto Armado. Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 1999, 16p.